

# Regularizarea albiilor râurilor

---

HÂNCU SIMION

---



editura ceres





90/150340

Prof. dr. doc. ing. SIMION HÂNCU

*[Signature]*  
16-III-1977

# Regularizarea albiilor rîurilor



Editura Ceres  
București  
1976

În activitatea hidrotehnică din țara noastră regularizarea albiilor râurilor ocupă ca importanță și amploare unul din locurile principale. În Programul național de amenajare în perspectivă a bazinelor hidrografice din R.S.R., aprobat de Marea Adunare Națională în sesiunea din aprilie 1976, se prevede realizarea de lucrări de regularizare complexă a albiilor râurilor pe o lungime de cca. 13 000 km. Aproape jumătate din totalitatea acestor lucrări de regularizare a albiilor râurilor se va realiza până în anul 1990. La acestea se vor adăuga lucrări de refacere și întreținere la digurile și construcțiile de regularizare existente, lucrări cu caracter local ș.a.

Asociate cu lacurile de acumulare, cu derivațiile și cu lucrările de corectare a torenților și de combatere a eroziunii solului pe versanți, îndiguirile și regularizările de albiu îmbunătățesc substanțial condițiile de curgere a apelor în rețeaua hidrografică. Conform prevederilor Programului național de amenajare a bazinelor hidrografice, prin aceste lucrări va fi rezolvată problema apărării de inundații a localităților și terenurilor agricole, vor fi puse în valoare importante suprafețe de teren astăzi nefolosite sau slab folosite, vor fi stăvilite fenomenele de eroziune a malurilor ș.a.

Investițiile deosebit de mari pe care le reclamă lucrările de îndiguire și de regularizare a albiilor râurilor, condițiile dificile de realizare și întreținere a acestor lucrări ne obligă la găsirea celor mai eficiente soluții tehnice și economice.

În publicația de față sunt tratate succint unele din principalele probleme care se pun la proiectarea, execuția și exploatarea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor. Publicația fiind de volum redus, autorul nu a urmărit o tratare echilibrată a problemelor abordate; dimpotrivă, a preferat să insiste asupra unor aspecte privind



hidraulica lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor, propunând soluții și metode noi de calcul. După părerea autorului, proiectarea și executarea corectă a lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor depind, în cea mai mare măsură, de cunoașterea și rezolvarea problemelor de hidraulică a acestor lucrări, a problemelor de hidrologie și hidraulică a râurilor.

Autorul consideră că publicația de față își va atinge scopul dacă soluțiile și metodele noi de calcul propuse vor căpăta o largă răspîndire și vor conduce la rezultatele scontate.

Autorul



## Introducere

Prin lucrări de regularizare a albiilor râurilor se înțeleg atât lucrările de corectare, rectificare și stabilizare a albiilor minore, cât și lucrările de îndiguire sau de amenajare și sistematizare a albiilor majore, în scopul îmbunătățirii condițiilor de curgere și apărării împotriva acțiunii distructive a apelor (inundații, eroziuni, împotmoliri etc.). Nu se includ sub această denumire lucrările de regularizare a scurgerii pe versanți, sau lucrările de regularizare a debitelor de apă prin acumulări, deși ambele tipuri de lucrări și lucrările de regularizare a albiilor râurilor se influențează reciproc și trebuie analizate împreună, ori de câte ori intervin pe același râu sau în același bazin hidrografic.

Publicația de față se limitează la lucrările de regularizare a albiilor râurilor, iar pentru celelalte tipuri de lucrări se fac trimiteri la publicațiile corespunzătoare de specialitate.

În țara noastră aproape că nu există râu care, cel puțin pe anumite sectoare, să nu fi necesitat sau să nu necesite lucrări de regularizare în albia minoră sau și în albia majoră. În stare naturală râurile pot fi folosite doar parțial. De foarte multe ori în stare naturală ele aduc neazuri, uneori calamități, provocând pagube importante economiei naționale.

Prin lucrări de regularizare a albiilor, râurile sînt obligate să curgă pe un traseu dat și cu o secțiune dată. Dar geometria albiei râurilor nu poate fi aleasă oricum. Trebuie respectate anumite legi, anumite relații între mărimile fizice care intervin în curgerea apei pe râuri, precum și în interacțiunea între curentul de apă și patul aluvionar al albiei sau în interacțiunea între curentul de apă și construcțiile din albie. Deși fenomenul curgerii apei pe râuri și al formării albiilor râurilor este foarte complex, totuși cunoștințele de astăzi permit formularea cu aproximații acceptabile pentru practică a acestor legi și relații necesare dimensionării și exploatării lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor. De aceea, în publicația de față se insistă mai mult asupra acestor legi și relații a căror însușire



conferă garanția unei înțelegeri și aplicării corecte a soluțiilor și tipurilor de lucrări de regularizare a albiilor râurilor.

Spațiul nu permite să fie tratate, fie și succint, toate problemele care trebuie rezolvate la proiectarea, execuția și exploatarea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor. Din acest motiv, publicația de față trebuie folosită împreună cu alte lucrări de specialitate.

Primul capitol are un caracter de introducere în noțiunile generale de hidrologie și hidraulică a albiilor râurilor. În acest capitol se insistă doar asupra unor cunoștințe care se găsesc mai greu în literatura de specialitate sau care constituie contribuția autorului, cum ar fi determinarea regimului de curgere a apelor mari pe râuri, modificat de îndiguiri.

Al doilea și al treilea capitol cuprind elemente privind procesele de albie și constituie capitole de bază în înțelegerea interacțiunii între curentul de apă și patul albiei. Teoria proceselor de albie se mai numește, în unele țări de limbă engleză, și „teoria regimului”. În accepțiunea de până acum „teoria regimului” înseamnă de fapt o expunere de relații morfometrice *empirice*, nelegate de teoria mișcării aluviunilor și nici de hidraulica cursurilor de apă. În publicația de față relațiile din teoria antrenării și mișcării aluviunilor, relațiile hidraulicii cursurilor de apă și relațiile morfometrice formează o unitate, ultimile fiind o consecință a primelor două și a principiului disipării minime a energiei curentului. În felul acesta hidraulica albiilor, teoria mișcării aluviunilor și teoria fenomenelor morfologice din albiile stabile ale râurilor conturează și mai bine disciplina nou formată — dinamica albiilor râurilor.

Contribuția autorului constă în exprimarea analitică a principiului disipării minime a energiei curentului în albie cu pat mobil și în obținerea pe baza acestui principiu a relațiilor morfometrice privind profilul longitudinal stabil (criteriul de stabilitate generală), profilul transversal stabil și traseul stabil al albiilor râurilor. Structura relațiilor morfometrice obținute și valorile rezultate pentru coeficienții morfometrici concordă cu datele din observații și măsurători. Este posibil ca în viitor și alte relații morfologice să fie obținute cu ajutorul acestui principiu.

În capitolele 4 și 5 ale lucrării se prezintă metodele de regularizare a albiilor râurilor, bazate pe teoria proceselor de albie și pe datele din calcule privind regimul hidrologic modificat de curgere a apelor mari, expuse în capitolele precedente.

S-a considerat că metodele simple de regularizare a albiilor râurilor stau la îndemîna organizațiilor, întreprinderilor și unităților locale, teritoriale, care pot interveni rapid pentru stăvilirea unor



procese de albie nefavorabile pe râurile din zonă, înlăturînd astfel pericolul unor însemnate pagube materiale.

Autorul s-a oprit mai mult asupra unora din tipurile cele mai eficiente și mai frecvente de lucrări de regularizare a albiilor râurilor și anume asupra epiurilor. Modelul de calcul al cinematicii curgerii în zona epiului a făcut obiectul unor cercetări de durată din partea autorului și a unui grup de colaboratori.

În această lucrare relațiile de calcul obținute sînt folosite la dimensionarea atît a unui epiu izolat, cît și a unui grup de epiuri.

De asemenea, autorul prezintă rezultatele proprii privind calculul hidraulic al lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor în zona podurilor.

În capitolul 6 se enumeră studiile topografice, geotehnice, hidrologice și hidraulice necesare proiectării și execuției lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor. Desigur, volumul acestor studii se stabilește de la caz la caz.

Capitolul 7 conține cîteva indicații sumare asupra executării și întreținerii lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor.



# 1. Elemente de hidrologie și hidraulică necesare proiectării, execuției și exploatarei lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor

## 1.1. Clasificarea râurilor

Sînt mai multe criterii după care se pot clasifica râurile. Se adoptă acelea care interesează îndeosebi proiectarea, execuția și exploatarea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor și care impun diferențierea soluțiilor tehnice ale acestor lucrări. Astfel de criterii pot fi: regimul curgerii, stabilitatea albiei, inundabilitatea la ape mari și mărimea râului.

După *regimul curgerii*, râurile pot fi împărțite în următoarele categorii:

- râuri de munte, cu regim torențial de curgere, cu viteze mari ale curentului de apă, de ordinul de 3—5 m/s, cu variații bruște de debit în timpul viiturilor și cu material aluvionar tîrît de diametre mari, de ordinul  $d=50-500$  mm; albia râurilor de munte este slab meandrată, îngustă și cu pantă accentuată a profilului longitudinal;

- râuri de deal, cu regim semitorențial, cu viteze de curgere de ordinul a 2—3 m/s, cu material aluvionar tîrît avînd diametrul de ordinul  $d=10-250$  mm;

- râuri de șes, cu regim lent de curgere, cu viteze sub 2 m/s, cu variații relativ lente ale debitului în timpul viiturilor și cu material aluvionar tîrît mărunt și fin cu diametrul  $d \simeq 10-15$  mm; albia râurilor de șes este în general compusă din albie minoră și albie majoră, albia minoră fiind de cele mai multe ori meandrată, despletită în brațe, cu pantă redusă a profilului longitudinal.

Regimul curgerii impune alegerea unui anumit tip de lucrări de regularizare și anumite materiale din care să se confecționeze lucrările de regularizare. Astfel, nu se vor adopta lucrări de tip ușor pentru regularizarea albiilor râurilor de munte, după cum nu este rațional să se adopte ziduri de sprijin din piatră zidită, la râuri de șes.

După *stabilitatea albiei*, râurile pot fi împărțite în:

- râuri cu albie stabilă, înțelegînd prin albie stabilă, albiile râurilor care se modifică foarte lent în timp, modificările de la un an la altul sau de la o viitură la alta fiind nesesizabile;



— râuri cu albie instabilă, care își păstrează în general traseul de la o viitură la alta, dar la care se produc modificări prin eroziuni și depuneri ale liniei malurilor în decurs de 1—2 sau mai multor viituri;

— râuri cu albie foarte instabilă, care își modifică nu numai linia malurilor, dar și traseul, numărul de brațe de la o viitură la alta (de exemplu, râul Siret pe cursul inferior).

Lucrările de regularizare a albiei minore a râurilor se execută în special pe râurile cu albie instabilă, în vederea apărării unor obiective importante, stabilizării albiei sau creării unui nou traseu, obligat. Soluția se adaptează la specificul râului și ține seama de evoluția probabilă a albiei în prezența lucrărilor de regularizare.

În cazul râurilor cu albie stabilă, lucrările de regularizare a albiilor minore pot fi lucrări de corectare a malurilor albiei sau de deviere a traseului existent. Solicitățile la care sînt supuse lucrările de regularizare a albiilor râurilor din partea curentului pot fi diferite la râuri cu albie stabilă față de râurile cu albie instabilă.

După *inundabilitatea la ape mari* râurile pot fi împărțite în două mari categorii:

— râuri cu albie majoră, inundabilă la ape mari, avînd efect de antrenare a undelor de viitură și participînd la curgere, mărind astfel capacitatea de transport a râului la ape mari și

— râuri fără albie majoră, la care curgerea apelor atît la debite mici, cît și la debite mari are, practic, același caracter, și care prezintă o variație lentă a caracteristicilor geometrice în secțiune prin trecerea de la o cotă la alta (lățime, rază hidraulică, secțiune, rugozitate).

Albia majoră se mai numește și luncă; în mai multe cazuri curgerea apelor în luncă este foarte diferită de curgerea apelor în albia minoră.

În general, râurile fără albie majoră se întîlnesc mai mult în zona de munte, pe cînd râurile cu albie majoră se întîlnesc mai mult în zona de șes.

Îndiguirile se realizează pentru apărarea împotriva inundațiilor a terenurilor și a obiectivelor situate în albia majoră.

După *mărimea suprafeței bazinului de recepție*, râurile se împart în două sau mai multe categorii:

— râuri mici, la care suprafața bazinului de recepție are aceeași formă de relief și poate fi acoperită în întregime de o aversă, și



— râuri mari, la care se manifestă o tendință de compensare a scurgerii lichide și solide, datorită aportului afluenților situați în zone fizico-geografice diferite.

Pe râurile mici lucrările de regularizare sînt de volum mai mic, sînt mai ușor de executat, dimensiunile albiei și mărimea debitului permițînd realizarea lor într-un timp mai scurt și cu mijloace obișnuite. Durata viiturilor este mult mai redusă în raport cu durata viiturilor pe râurile mari, ceea ce creează condiții favorabile încheierii lucrărilor în același sezon în care au fost începute.

Clasificarea prezentată se referă la sectoare de rîu și nu la râuri considerate în întregime, de la izvoare la vărsare. Ea are un caracter descriptiv și este, într-o măsură mai mică sau mai mare, convențională. Nu se pot da criterii cantitative, care să permită o delimitare netă a unei categorii de altă categorie. De exemplu, noțiunea de rîu mic este imprecisă și delimitarea râurilor mici de râurile mari după criteriul formei de relief și după efectul unei averse asupra formării scurgerii poate stîrni discuții. Chiar și noțiunea de torențialitate este considerată în sens larg, hidrologic. În hidraulică, regimul torențial al unui curent este regimul rapid, care se recunoaște după valoarea numărului Froude ( $Fr < 1$ ). Rîurile din zona de munte este greu să se clasifice după valoarea numărului Froude, întrucît acest parametru definindu-se în secțiune, într-o secțiune poate avea o valoare subunitară, iar în altă secțiune — supraunitară. În plus, chiar și în aceeași secțiune numărul Froude poate varia cu debitul.

Dar pentru proiectarea, execuția și exploatarea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor, inexistența unor delimitări cantitative în clasificarea râurilor nu are mare importanță, pentru că și lucrările de regularizare la rîndul lor nu suportă o clasificare netă și o delimitare cantitativă netă pe tipuri și soluții.

## 1.2. Elemente privind regimul hidrologic natural de curgere a apelor pe râuri

Factorii climatici (ploile, zăpada, evapotranspirația), factorii fiziografici (suprafața și forma bazinului hidrografic, relieful, rețeaua hidrografică, vegetația, caracteristicile solului și geologia bazinului hidrografic etc.) și factorul antropic (intervenția omului cu diverse lucrări și amenajări în bazinul hidrografic) determină un anumit regim de curgere a apelor pe râuri numit și regim hidrologic. Pe un sector dat de rîu regimul de curgere se caracterizează



prin variația debitelor și nivelurilor apei, prin mărimea și frecvența debitelor și nivelurilor, prin mărimea și variația vitezei medii, prin mărimea și variația pantei suprafeței libere a apei, prin transportul de aluviuni și formațiunile morfologice din albie, prin evoluția geometriei albiei ș.a.

*Regimul hidrologic natural* de curgere a apelor pe râuri, pe scurt *regimul natural*, este caracteristic acelor râuri care nu au suferit influența omului nici în ceea ce privește condițiile de formare a scurgerii lichide și solide în bazinul hidrografic și nici în ceea ce privește curgerea lichidă și solidă și interacțiunea acesteia cu patul albiei pe rețeaua hidrografică.

În această accepțiune regimul natural pe râurile din țara noastră astăzi aproape că nu există, pentru că omul în decursul timpului a acționat asupra factorilor fiziografici de formare și producere a scurgerii (defrișarea pădurilor sau împăduriri, căi de comunicație, centre orășenești, agricultura pe versanți, lucrări antierozionale, lucrări hidrotehnice în albiile râurilor etc.). Totuși, în cazul în care nu sînt realizate lucrări hidrotehnice în bazinul hidrografic cu efect expres hidraulic, se consideră că pe râul respectiv se păstrează regimul natural.

În cazul în care în bazinul hidrografic s-au realizat lucrări hidrotehnice, regimul hidrologic de curgere se numește *regim modificat actual* și conține efectul hidraulic al lucrărilor hidrotehnice existente.

Se definește simplu regimul modificat (*sau amenajat*) regimul hidrologic de curgere pe râuri la o situație corespunzătoare unor lucrări de amenajare hidrotehnică ipotetică sau în perspectivă.

Evident, regimul modificat și uneori chiar și regimul modificat actual sînt regimuri prognozate pe bază de calcule hidrologice și hidraulice.

În unele cazuri, pentru aprecierea modificărilor produse de lucrările hidrotehnice propuse asupra regimului natural, se definește și *regimul fictiv* de curgere a apelor pe râu, care corespunde regimului natural, în condițiile în care râul nu ar avea albie majoră. De obicei, regimul fictiv este definit numai pentru debite și pentru hidrografele debitelor și din acest motiv regimul fictiv comparat cu cel natural ne dă efectul luncii de atenuare a viiturilor.

Nu este posibil să se analizeze în cadrul acestei publicații toate mărimile care caracterizează regimurile de curgere pe sectoarele de râu. Cei interesați pot consulta publicațiile [8], [19], [32].

Vor fi menționate doar cîteva date care caracterizează regimul hidrologic de curgere a apei pe râuri și care interesează lucrările de



regularizare a albiilor  
rîurilor.

Curbele de regim ale  
debitelor și nivelurilor  
de apă pe rîuri cu seur-  
gere continuă, res-  
pectiv hidrografele  $Q =$   
 $Q(t)$  și  $H = H(t)$  care  
exprimă variația în  
timp a acestor mărimi  
și care în general diferă  
de la o secțiune la alta.

În figura 1.1. se  
prezintă curbele de re-  
gim al debitelor și nivelurilor pe un rîu pentru care viiturile sînt  
specifice anotimpului de primăvară, cînd ploile se suprapun peste  
topirea zăpezilor, și anotimpului de toamnă, cînd ploile au un  
caracter de durată.

Pot apare viituri și în anotimpul de vară, ca urmare a unor ploi  
torențiale.

Pe rîurile din țara noastră pot apare viituri mari în orice anotimp  
al anului, cu excepția anotimpului de iarnă, cînd datorită tempera-  
turilor scăzute precipitațiile se transformă în zăpadă. Astfel, viitu-  
rile din anul 1970 s-au produs primăvara, cele din 1972 — toamna,  
iar cele din 1975 — în plină vară.

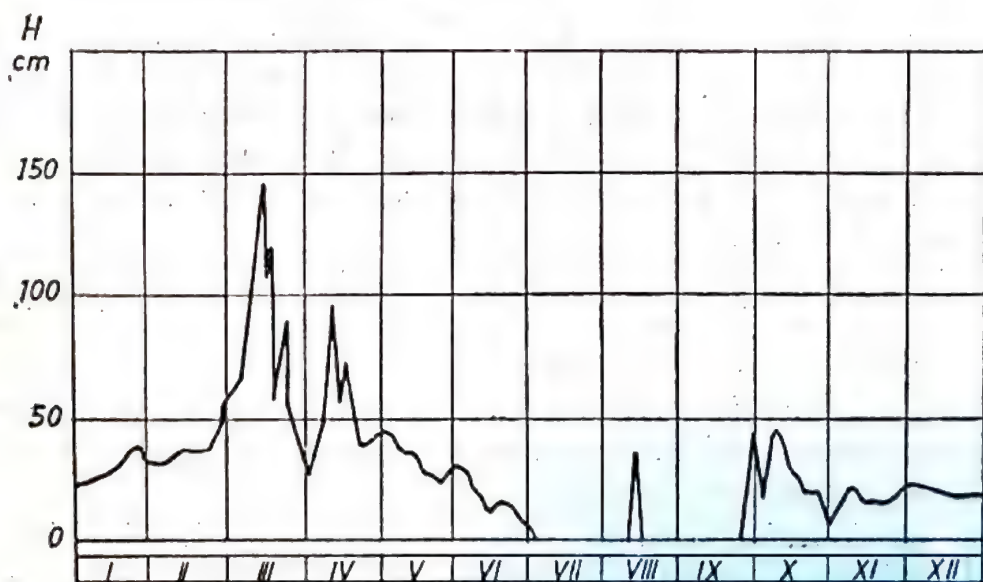


Fig. 1.2. — Curba de regim al nivelurilor pe un rîu cu scur-  
gere intermitentă

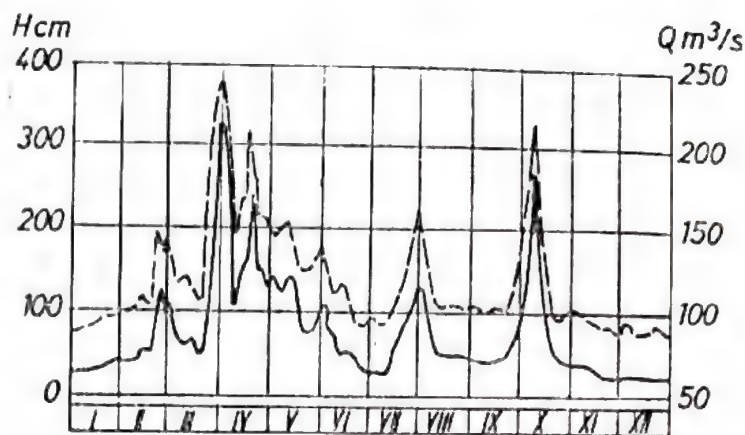


Fig. 1.1 — Curbele de regim al nivelurilor și de  
debitelor pe un rîu cu scurgere continuă



În figura 1.2 se prezintă curba de regim a nivelurilor ( $H=H(t)$ ) pe un râu avînd curgere intermitentă, în sensul că în perioadele de secetă riul seacă, rezervele de apă subterană fiind insuficiente pentru întreținerea unei curgeri cu debite  $Q>0$ .

Curbele de regim se analizează pe un număr mare de ani, determinîndu-se în fiecare an debitele caracteristice: mediu, minim, maxim anual, maxim pentru fiecare viitură.

*Debitul mediu multianual* se obține făcînd media aritmetică a debitelor medii anuale pe un șir de ani  $n$  consecutivi:

$$Q_0 = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i}{n} \quad (1.1)$$

unde:

$Q_i$  este debitul mediu al anului  $i$ .

Pentru lucrările de regularizare a albiei râurilor debitul  $Q_0$  poate fi calculat și cu oarecare aproximație, întrucît acest debit servește la determinarea nivelului apelor medii necesar în diferențierea pe verticală a lucrărilor de regularizare.

În lipsă de date hidrometrice directe se pot folosi relații empirice sau de sinteză.

*Debitul minim* de diferite asigurări se calculează cu metode statistice, folosind șirul debitelor minime anuale. Debitul minim servește la determinarea nivelului minim al apei în albiile râurilor, respectiv la stabilirea cotelor minime de acoperire cu apă a lucrărilor hidrotehnice executate în albiile râurilor.

*Debitul maxim anual* de diferite asigurări servește în special la calculul nivelurilor maxime pe riuri necesare dimensionării digurilor. Stabilirea debitelor maxime asigurate comportă o analiză minuțioasă a datelor hidrometrice de care se dispune precum și calcule statistice atente.

*Viiturile de calcul*, cu debite maxime la vîrf de diferite asigurări, sînt necesare în special la dimensionarea lucrărilor de regularizare a albiilor majore ale râurilor.

*Viiturile caracteristice concrete*, pentru anii în care s-au produs cele mai mari inundații, sînt necesare, de asemenea, la dimensionarea lucrărilor de îndiguire a albiilor majore ale râurilor.

*Debitul de inundare* a albiei majore reprezintă debitul la care apa din albia minoră se revarsă în luncă. Avînd în vedere variația în lungul râului a cotei malurilor albiei minore, debitul de inundare diferă de la o secțiune la alta.



Debitul de inundare servește la dimensionarea lucrărilor din albia majoră.

Debitul de formare a albiei este debitul cuprins parțial în albia minoră. Valoric acest debit corespunde debitului maxim de inundare a albiei majore, în frecvență de 5—10%.

Date cu privire la aluviuni și elemente de morfometrie a albiei sînt necesare stabilirii traseului și secțiunii albiei regularizate. Asupra acestor date și asupra folosirii lor se va reveni în capitolele care urmează.

### 1.3. Calculul regimului hidrologic al curgerii pe râuri modificat prin îndiguirea albiilor majore

Îndiguirile modifică regimul de curgere a apelor mari pe râuri. În principal aceste modificări se datoresc pe de o parte reducerii secțiunii de curgere a apelor prin albia majoră, pe de altă parte reducerii efectului pe care îl au luncile albiilor râurilor în atenuarea viiturilor.

Forma undei de viitură, respectiv hidrograful debitelor și hidrograful nivelurilor, va fi alta în regim îndiguit decît în regim natural. În regim îndiguit viteza medie a curentului în albie crește, prin urmare timpul de propagare a viiturii se reduce. Acest lucru face ca în aceeași secțiune viitura să ajungă mai repede în regim îndiguit decît în regim natural. Debitul maxim al viiturii se mărește, datorită scoaterii de sub inundație a suprafețelor care permiteau atenuarea viiturii. Cum volumul de apă al viiturii, în general, se menține același, se reduce corespunzător durata viiturii.

În figura 1.3 se prezintă schematic forma undei de viitură (hidrograful debitelor) în aceeași secțiune de râu, în regim natural și în

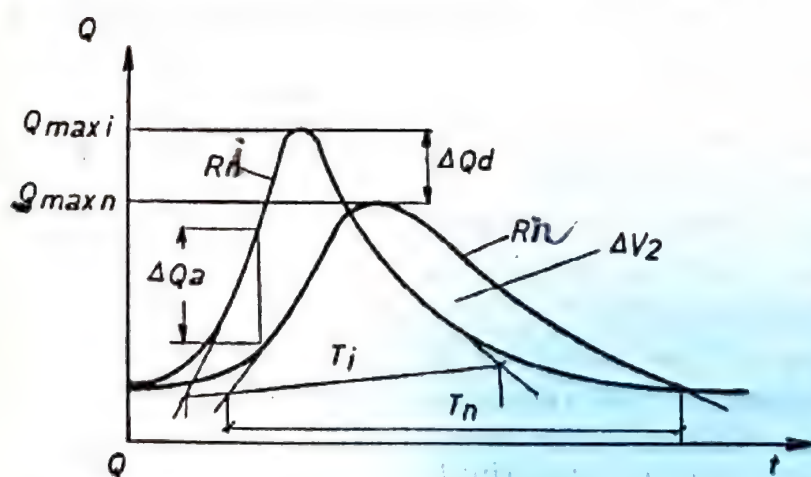


Fig. 1.3 — Hidrografele debitelor în aceeași secțiune:

$R_n$  — regim natural;  $R_i$  — regim îndiguit



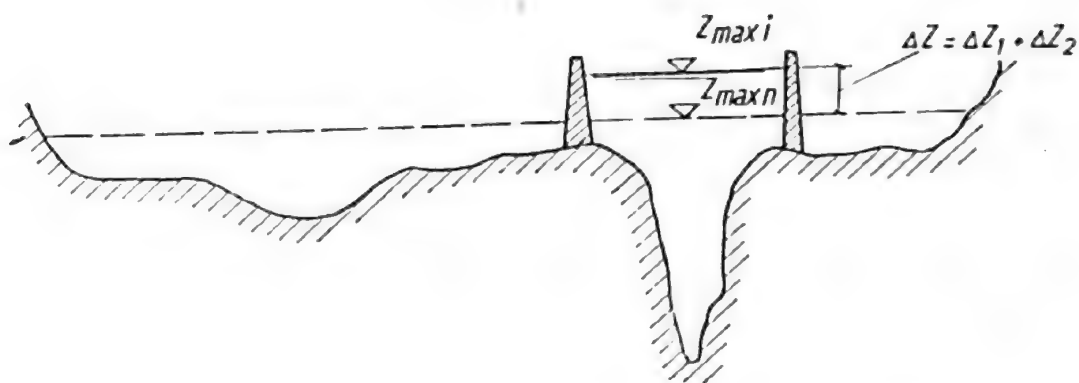


Fig. 1.4 — Incorsetarea secțiunii de curgere prin îndiguire

regim îndiguit. În regim îndiguit debitul  $Q_{max i}$  este superior celui corespunzător regimului natural  $Q_{max n}$  cu cantitatea  $\Delta Q_d$ . Sporul de debit  $\Delta Q_d$  se numește *debit dezatenuat* de îndiguirea albiei majore sau *debit atenuat* în regim natural pe suprafața care se propune a fi scoasă de sub inundație prin îndiguire.

Diferența pozitivă  $\Delta Q_d$  între debitul în regim îndiguit  $Q_i$  și debitul în regim natural  $Q_n$  este *debitul acumulat* în regim natural pe suprafața îndiguită. Este important să nu se confunde debitul acumulat cu debitul atenuat.  $\Delta Q_d$  se calculează la același moment  $t$ , pe cînd  $\Delta Q_n$  este diferența între  $Q_{max i}$  și  $Q_{max n}$ , fiecare avînd loc la momente diferite.

Evident, sporul de debit  $\Delta Q_d$ , conduce la creșterea nivelului maxim al apei în regim îndiguit. Sporul de debit  $\Delta Q_d$  este dat de scoaterea de sub inundație a unor suprafețe de teren din luncă. Dar creșterea nivelului apei se datorește și încorsetării secțiunii de curgere prin îndiguire. Prin urmare, supraînălțarea de nivel  $\Delta z$  produsă de îndiguire în raport cu regimul natural al viiturii are două componente:

- supraînălțarea  $\Delta z_1$ , produsă de încorsetarea secțiunii de curgere prin îndiguire (fig. 1.4);
- supraînălțarea  $\Delta z_2$  produsă de creșterea debitului maxim cu debitul dezatenuat  $\Delta Q_d$ .

În figura 1.5 se prezintă în aceeași secțiune cheile limnimetrice în regim natural și în regim îndiguit, împreună cu supraînălțarea de nivel  $\Delta z$  și componentele ei  $\Delta z_1$  și  $\Delta z_2$ .

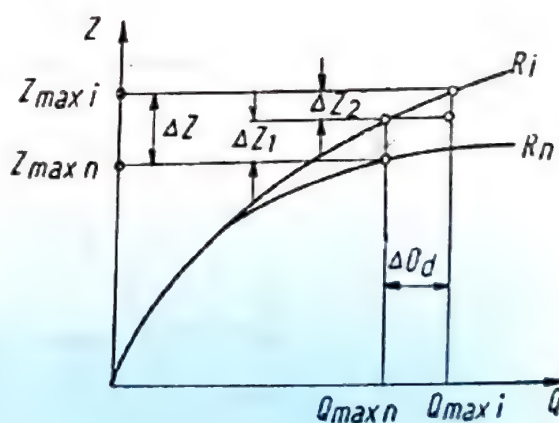


Fig. 1.5 — Chei limnimetrice:  
 $R_n$  — regim natural;  $R_i$  — regim îndiguit



Avem: 
$$\Delta z = \Delta z_1 + \Delta z_2 \quad (1.2)$$

În cazul unor suprafețe reduse îndiguite, cînd se poate neglija  $\Delta Q_d$ , rezultă:

$$\Delta z = \Delta z_1 \quad (1.3)$$

Într-o secțiune oarecare sporul de debit  $\Delta Q_d$  este dat de îndiguirile din amonte, pe cînd supraînălțările de nivel  $\Delta z_1$  sînt date de îndiguirile din aval și din secțiunea respectivă. Așadar, nivelul apei într-o secțiune dată este influențat de îndiguirile din amonte numai în măsura în care suprafața îndiguită din amonte este suficient de mare, încît să rezulte o valoare  $\Delta Q_d$  care să nu poată fi neglijată.

Din cele prezentate rezultă că în cazul general, atît în regim îndiguit cît și în regim natural, la determinarea debitelor maxime și a nivelurilor corespunzătoare trebuie să ținem seama de faptul că mișcarea apei variază cu timpul, este *nepermanentă*. Se poate accepta ipoteza că mișcarea apei în albiile râurilor este permanentă numai în cazurile în care durata viiturii de calcul este relativ mare în raport cu durata de propagare a viiturii pe sectorul respectiv. Dar și în aceste cazuri este necesar să se cunoască debitul maxim  $Q_{max}$  al viiturii, de calcul în regim îndiguit, deci să se fi determinat, în prealabil, efectul îndiguirii din amonte de secțiunea de calcul asupra creșterii debitelor.

Modelul de calcul al mișcării nepermanente prezintă dificultăți mult mai mari de aplicare decît modelul de calcul al mișcării permanente. În condițiile în care se dispune de calculatoare electronice aceste dificultăți practic sînt înlăturate. De altfel pînă la apariția calculatoarelor electronice cu performanțe superioare au fost folosite modele de calcul simplificate ale mișcării nepermanente a apei în albi.

Modelele de calcul simplificate ale mișcării nepermanente a apei în albiile râurilor conduc la aproximații mari și se folosesc din ce în ce mai puțin. Din acest motiv se va prezenta modelul de calcul Saint-Venant care descrie suficient de bine mișcarea apei în albiile râurilor. Algoritmul de calcul propus pentru rezolvarea ecuațiilor Saint-Venant este cel elaborat de autor împreună cu colaboratorii.

### 1.3.1. Modelul și algoritmul de calcul privind propagarea și compunerea viiturilor în albiile râurilor «19», «21»

Admițînd că mișcarea apei în albia râurilor este *gradual-variata* și *nepermanentă*, se obțin, cu metodele hidraulicii, ecuațiile lui Saint-Venant:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.4)$$



ecuația continuității și

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \quad (1.5)$$

ecuația dinamicii.

În aceste ecuații, conform figurii 1.6 *a, b* s-au folosit notațiile:

- $v$  — viteza medie a curentului în secțiune;
- $z$  — cota suprafeței libere a apei în secțiune;
- $Q = \omega \cdot v$  — debitul;
- $K = \frac{1}{n} \omega R^{2/3}$ ;
- $n$  — coeficientul de rugozitate;
- $\omega$  — aria secțiunii de curgere;
- $R$  — raza hidraulică;
- $B$  — lățimea albiei la oglinda apei;
- $x$  — distanța măsurată în lungul albiei;
- $t$  — timpul;
- $g$  — accelerația gravitațională.

Coeficientul de rugozitate ( $n$ ) se determină de regulă pe baza de măsurători. Valorile orientative ale acestuia sînt date în tabelul 1.1.

Condițiile inițiale corespund momentului  $t = t_0$ , cînd se consideră mișcarea permanentă, pentru care avem cunoscute:

$$z = z(x); \quad Q = Q(x) \quad (1.6)$$

Condițiile la limită se consideră în secțiunea de început  $x = 0$  și în secțiunea de capăt  $x = l$ , pentru care avem:

$$Q = Q(t) \text{ și } z = z(Q) \text{ sau } z = \text{const.} \quad (1.7)$$

În plus, se cunosc condițiile de racordare în secțiunile afluenților, unde în fiecare moment ( $t$ ) avem:

$$Q_{i_{av}} = Q_{i_{am}} + q_i \quad (1.8)$$

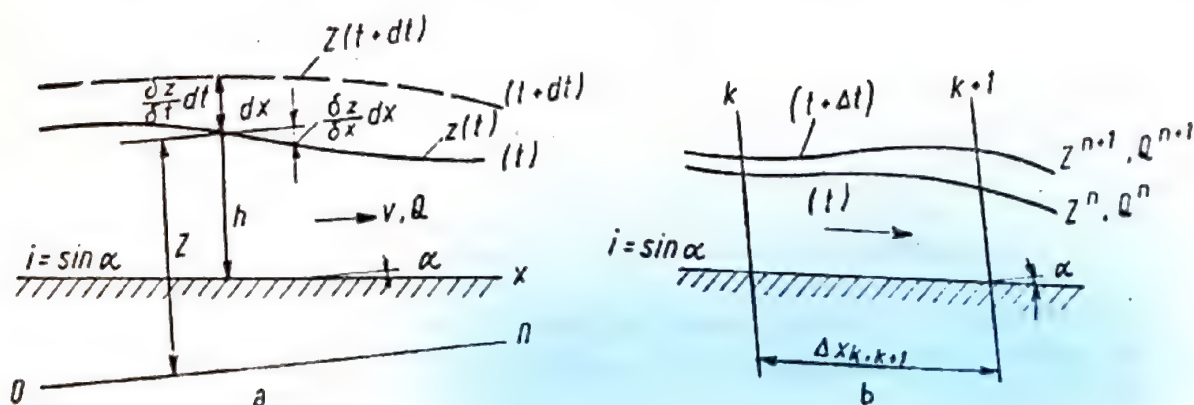


Fig. 1.6 — Schema mișcării nepermanente gradual variate a apei în albii:  
*a* — în mărimi naturale; *b* — în diferențe finite



unde:

$Q_{tav}$  este debitul în aval de afluent;

$Q_{tam}$  — debitul în amonte de afluent;

$q_i$  — debitul afluentului.

Exprimînd viteza  $v$  în funcție de variabilele  $z$  și  $Q$  sistemul de ecuații (1.4) și (1.5) devine:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.9)$$

Tabelul 1.1

Valorile coeficienților de rugozitate „ $n$ ” pentru albie naturale  
(după S r i b n i i)

Nr. crt.	Caracteristica albiei	Valoarea „ $n$ ”
1	Albie naturale în condiții foarte bune (curate, rectilinii, albie curate de pământ, cu scurgerea liberă)	0,025
2	Albie ale cursurilor permanente de cîmpie, în special ale rîurilor mari și mijlocii, în condiții normale de curgere	0,033
3	Albie relativ curate ale rîurilor de șes aflate în condiții normale, sinuoase, cu oarecare neregularități în curgerea apei sau albie rectilinii, avînd relieful neregulat (porțiuni puțin adînci, gropi, uneori pietre). Albie regulate din pietriș, aflate în bune condiții în partea inferioară. Albie de pământ ale rîurilor periodice, albie uscate (în bune condiții de curgere)	0,040
4	Albie ale rîurilor mari și mijlocii, puternic inundabile, sinuoase, parțial acoperite cu vegetație, albie cu pietriș cu curgere neregulată. Albiile majore ale rîurilor mari și mijlocii, în stare bună, acoperite cu vegetație (iarbă, tufișuri)	0,050
5	Albie sinuoase ale cursurilor de apă periodice puternic înfundate. Albie acoperite cu vegetație abundentă (tufișuri, arbori) și avînd mai multe brațe. Porțiunile cu praguri ale rîurilor de cîmpie. Albie cu bolovani ale rîurilor de munte, avînd suprafața liberă a apei neregulată	0,067
6	Rîuri și albie majore, abundant acoperite cu vegetație, cu curgere lentă și cu gropi mari și adînci. Albie de munte, cu curgere rapidă, acrate și cu oglinda apei neregulate.	0,080



$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\mu}{g \omega} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\mu + \nu}{g \omega^2} \frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{\nu Q^2}{g \omega^3} \frac{\partial \omega}{\partial x} + \xi \frac{Q^2}{K^2} = 0 \quad (1.10)$$

unde coeficienții  $\mu$ ,  $\nu$ ,  $\xi$  iau valorile 0 sau 1, după cum vrem să neglijăm sau să reținem influența termenului respectiv.

Se transcrie sistemul (1.9), (1.10) în diferențe finite, împărțind lungimea  $l$  a albicii în  $s$  sectoare de calcul. Fie  $\Delta x_{k+1,k}$  lungimea sectorului de calcul cuprins între secțiunile  $k+1$  și  $k$  și  $\Delta t$  — pasul de timp. Pentru aproximarea derivatelor unei funcții  $F$  în raport cu  $x$  și în raport cu  $t$  pe sectorul cuprins între secțiunile  $k+1$  și  $k$  la un moment cuprins între valorile  $n+1$  și  $n$  ale timpului  $t$  se vor folosi relațiile:

$$\left. \frac{\partial F}{\partial x} \right|_{k+1, k}^{n+1, n} = \frac{1}{\Delta x_{k+1, k}} [0 (F_{k+1}^{n+1} - F_k^{n+1}) + (1 - 0) (F_{k+1}^n - F_k^n)] \quad (1.11)$$

$$\left. \frac{\partial F}{\partial t} \right|_{k+1, k}^{n+1, n} = \frac{1}{\Delta t} \left[ \frac{1}{2} (F_{k+1}^{n+1} + F_k^{n+1}) - \frac{1}{2} (F_{k+1}^n + F_k^n) \right] \quad (1.12)$$

unde:

$F_k^n$  este valoarea funcției  $F$  în secțiunea  $k$ , la momentul  $n$ , iar  $\theta$  un coeficient de pondere ( $0 < \theta < 1$ )

Pentru generalizare se presupune că în fiecare secțiune  $k$  există un afluent și se va înlocui debitul în amonte cu debitul din aval și cu debitul afluentului:

$$Q_{k, am} = Q_k - q_k \quad (1.13)$$

Introducând notațiile:

$$\alpha_{k, k-1} = \frac{\mu \Delta x_{k, k-1}}{2 g \bar{\omega}_{k, k-1} \eta \Delta t};$$

$$\beta_{k, k-1} = \frac{2 \Delta t}{\bar{B}_{k, k-1} \Delta x_{k, k-1}};$$

$$\gamma'_{k, k-1} = \frac{\mu + \nu}{2 g \eta \bar{\omega}_{k, k-1}^2};$$

$$\delta'_{k, k-1} = \frac{\xi \Delta x_{k, k-1}}{4 \eta \bar{K}_{k, k-1}^2} - \frac{\nu (\bar{\omega}_k^n - \bar{\omega}_{k-1}^n)}{4 g \bar{\omega}_{k, k-1}^3};$$

$$\gamma_{k, k-1} = \gamma'_{k, k-1} (Q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1} - q_k^{n+1});$$

$$\delta_{k, k-1} = \delta'_{k, k-1} (Q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1} - q_k^{n+1});$$

$$A_{k, k-1} = \alpha_{k, k-1} - \beta_{k, k-1} \theta - \gamma_{k, k-1} \theta + \delta_{k, k-1}$$



$$\begin{aligned}
 B_{k, k-1} &= \alpha_{k, k-1} + \beta_{k, k-1} \theta + \gamma_{k, k-1} \theta + \delta_{k, k-1} \\
 C_{k+1, k} &= \alpha_{k+1, k} + \beta_{k+1, k} \theta - \gamma_{k+1, k} \theta + \delta_{k+1, k} \\
 D_{k+1, k} &= \alpha_{k+1, k} - \beta_{k+1, k} \theta + \gamma_{k+1, k} \theta + \delta_{k+1, k} \\
 E_{k, k-1} &= \alpha_{k, k-1} + \beta_{k, k-1} (1-\theta) + \gamma_{k, k-1} (1-\theta) \\
 F_{k, k-1} &= \alpha_{k, k-1} - \beta_{k, k-1} (1-\theta) - \gamma_{k, k-1} (1-\theta) \\
 G_{k+1, k} &= \alpha_{k+1, k} - \beta_{k+1, k} (1-\theta) + \gamma_{k+1, k} (1-\theta) \\
 H_{k+1, k} &= \alpha_{k+1, k} + \beta_{k+1, k} (1-\theta) - \gamma_{k+1, k} (1-\theta) \\
 J_{k-1, k+L} &= \frac{1}{\eta} (z_{k-1}^n - z_{k+1}^n) \\
 R_k^n &= E_{k, k-1} Q_{k-1}^n + (F_{k, k-1} + G_{k+1, k}) Q_k^n + H_{k+1, k} Q_{k+1}^n + \\
 &+ J_{k-1, k+1} + B_{k, k-1} q_k^{n+1} + D_{k+1, k} q_{k+1}^{n+1} - F_{k, k-1} \\
 &\quad q_k^n - H_{k+1, k} q_{k+1}^n
 \end{aligned} \tag{1.14}$$

sistemul de ecuații (1.9) și (1.10) se transformă într-un sistem algebric de  $s+1$  ecuații cu  $s+1$  necunoscute, de forma:

$$Q_0^n = Q(t) \tag{1.15}$$

$$\begin{aligned}
 A_{k, k-1} Q_{k-1}^{n+1} + (B_{k, k-1} + C_{k+1, k}) Q_k^{n+1} + D_{k+1, k} Q_{k+1}^{n+1} &= R_k^n \\
 k &= 1, 2, 3, \dots, S
 \end{aligned} \tag{1.16}$$

unde:

$\eta$  este coeficientul de pondere din relația (1.11), afectat ecuației continuității, iar  
 $\theta$  — același coeficient de pondere afectat ecuației dinamice

Cotele  $z_k^{n+1}$  se determină din relația:

$$\begin{aligned}
 z_k^{n+1} &= z_k^n - \frac{\beta_{k, k-1}}{2} [\theta (Q_k^{n+1} - Q_{k-1}^{n+1} - q_k^{n+1}) + (1-\theta) (Q_k^n - Q_{k-1}^n - q_k^n)] - \\
 &- \frac{1}{2\eta} (z_k^n - z_{k-1}^n) - \frac{\alpha_{k, k-1}}{2} (Q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1} - q_k^{n+1} - Q_k^n - Q_{k-1}^n + q_k^n) - \\
 &- \frac{\gamma_{k, k-1}}{2} \theta (Q_k^{n+1} - Q_{k-1}^{n+1} - q_k^{n+1}) + (1-\theta) (Q_k^n - Q_{k-1}^n - q_k^n) - \\
 &- \frac{\delta_{k, k-1}}{2} Q_k^{n+1} + Q_{k-1}^{n+1} - q_k^n
 \end{aligned} \tag{1.17}$$

Sistemul (1.15), (1.16) de  $s+1$  ecuații cu  $s+1$  necunoscute are o proprietate remarcabilă care constă în faptul că determinantul



format din coeficienții necunoscutelor este tridiagonal. Datorită acestui fapt avem relațiile:

$$Q_{k-1}^{n+1} = a_k Q_k^{n+1} + b_k \quad (1.18)$$

unde:

$$a_k = - \frac{A_{k, k-1}}{B_{k, k-1} + C_{k+1, k} + a_{k+1} D_{k+1, k}} \quad (1.19)$$

$$b_k = \frac{R_k^n - b_{k+1} D_{k+1, k}}{B_{k, k-1} + C_{k+1, k} + a_{k+1} D_{k+1, k}} \quad (1.20)$$

< Considerînd  $k=s$ , se deduc imediat coeficienții  $a_s$  și  $b_s$  (întrucît  $a_{s+1}=0$  și  $b_{s+1}=0$ ) și mai departe se determină  $a_k$  și  $b_k$  pentru toate valorile  $k=s-1, s-2 \dots 3, 2, 1, 0$ .

Calculul coeficienților  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  se face inițial cu valorile corespunzătoare momentului  $n$ . Apoi, după determinarea valorilor  $Q_k^{n+1}$  în prima aproximație, se corectează coeficienții  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  și se determină valorile  $Q_k^{n+1}$  în a doua aproximație ș.a.m.d. Pentru grăbirea convergenței calculelor, corectarea coeficienților  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  se face cu valorile obținute nu de la iterația  $j-1$ , ci cu media valorilor la iterațiile  $j-1$  și  $j-2$ .

Algoritmul de calcul astfel conceput permite rezolvarea oricăror probleme de mișcare nepermanentă a lichidelor descrisă de ecuațiile Saint-Venant și prezintă unele caracteristici care-l fac avantajos în raport cu alte algoritme de calcul.

Algoritmul de calcul propus corespunde unor scheme implicite în diferențe finite ( $1 > \theta > 0; 1 > \eta > 0$ ) și se distinge prin simplitate și convergență rapidă a calculelor. Condițiile de stabilitate și de convergență a soluțiilor numerice ale ecuațiilor în diferențe finite corespunzătoare algoritmului propus au fost puse în evidență aplicînd metoda Fourier și metoda analizei directe a relațiilor (1.18), (1.19) și (1.20).

Metoda Fourier necesită linearizarea ecuațiilor în diferențe finite ale mișcării, respectiv considerarea parametrilor  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  constanți. În acest caz ecuațiile (1.16) și (1.17) pot fi scrise în forma matricială:

$$\mathcal{A} V_{k+1}^{n+1} + \mathcal{B} V_k^{n+1} + \mathcal{C} V_{k+1}^n + \mathcal{D} V_k^n = 0 \quad (1.21)$$

unde:

$$V_{k+1}^{n+1} = \begin{bmatrix} z_{k+1}^{n+1} \\ Q_{k+1}^{n+1} \end{bmatrix}$$



este vectorul variabilelor necunoscute și

$$\mathcal{A} = \begin{bmatrix} 1 & \beta\theta \\ \eta\alpha + \gamma\theta + \delta \end{bmatrix}; \quad \mathcal{B} = \begin{bmatrix} 1 & -\beta\theta \\ -\eta\alpha - \gamma\theta + \delta \end{bmatrix}$$

$$\mathcal{C} = \begin{bmatrix} -1 & \beta(1-\theta) \\ 1-\eta-\alpha+\gamma(1-\theta) \end{bmatrix}; \quad \mathcal{D} = \begin{bmatrix} -1 & -\beta(1-\theta) \\ -(1-\eta)-\alpha-\gamma(1-\theta) \end{bmatrix}$$

sînt matricele coeficienților, considerați constanți. Soluția ecuației (1.21) se caută sub forma:

$$V_k^n = V_0 \lambda^n e^{ik\varphi} \quad (1.22)$$

unde:  $\lambda$  este un număr,  $0 \leq \varphi \leq 2\pi$ , iar  $V_0$  se determină din condițiile inițiale.

Stabilitatea este dată de condiția:

$$|\lambda| \leq 1 \quad (1.23)$$

ceea ce conduce la relațiile:

$$1 \geq \theta \geq \frac{1}{2}; \quad 1 \geq \eta \geq \frac{1}{2} \quad (1.24)$$

oricare ar fi:  $\frac{\Delta x}{\Delta t}$ .

Totodată s-a putut pune în evidență influența parametrului  $\delta > 0$  ca factor de amortizare a unor erori de calcul. În conformitate cu relațiile (1.24) în calcule s-a considerat  $\theta = \eta = \frac{2}{3}$ .

*Analiza directă* a ecuațiilor (1.18), (1.19) și (1.20) ne arată că întotdeauna:

$$\bar{p}_k = \frac{A_{k-1, k}}{B_{k-1, k} + C_{k+1, k}} < 1 \text{ și}$$

$$\bar{q}_k = \frac{D_{k-1, k}}{B_{k-1, k} + C_{k+1, k}} < 1 \quad (1.25)$$

Dat fiind faptul că:

$$\beta_{k-1, k} \geq \alpha_{k-1, k} \text{ și } \beta_{k-1, k} \geq \gamma_{k-1, k} \quad (1.26)$$

este de așteptat ca întotdeauna:

$$A_{k-1, k}(B_{k-1, k} + C_{k+1, k}) < 0 \quad (1.27)$$

și

$$D_{k+1, k}(B_{k-1, k} + C_{k+1, k}) < 0 \quad (1.28)$$



Ecuatiile de recurență (1.19) și 1.20) devin:

$$a_k = \frac{\bar{p}_k}{1 - a_{k+1} \bar{q}_k}; \quad b_k = \frac{\bar{r}_k + \bar{q}_k b_{k+1}}{1 - a_{k+1} \bar{q}_k} \quad (1.29)$$

unde:  $\bar{r}_k = \frac{R_k}{B_k}$ .

Pentru ca vectorul  $V_k^n = \begin{bmatrix} z_k^n \\ Q_k^n \end{bmatrix}$  să aibă valori limitate este suficient ca valorile coeficienților  $a_k$  și  $b_k$  să fie limitate. Pentru aceasta este suficient ca:

$$a_{k+1} \bar{q}_k < 1 \quad (1.30)$$

Considerînd șirul  $a_k$  și luînd într-o primă aproximație  $a_{k+1} = a_k$ , condiția (27) devine:

$$\bar{p}_k \bar{q}_k < \frac{1}{4} \quad (1.31)$$

Așadar, la valori  $\Delta x_{k, k-1}$  admise se poate alege un  $\Delta t$  astfel ca relația (1.31) să fie îndeplinită, iar stabilitatea și convergența calculelor să fie asigurate. Această operație o face calculatorul însuși.

Calcululele se conduc în felul următor:

— Se împarte lungimea  $l$  a albiei de riu în  $s$  sectoare de calcul. Lungimea  $\Delta x_{k, k-1}$  a sectorului de calcul se alege ținînd seama de configurația albiei și de indicația generală:

$$\Delta x_{k, k-1} \leq (2-3) \frac{B_k + B_{k-1}}{2} \quad (1.32)$$

Această indicație rezultă din necesitatea ca schema în diferențe finite să aproximeze suficient de bine ecuațiile diferențiale ale mișcării.

— Se adoptă pasul de timp  $\Delta t$ , astfel încît să se asigure convergența și stabilitatea calculelor. Prima valoare  $\Delta t$  se admite:

$$\Delta t \simeq (5-10) \frac{\Delta x}{|v| + \sqrt{g \frac{\omega}{B}}} \quad (1.33)$$

unde:

- $v$  este viteza medie a curențului;
- $\omega$  — aria secțiunii transversale a albiei, iar
- $B$  — lățimea albiei la oglinda apei.

— Se acceptă pentru  $\eta$  și 0 valori cuprinse între  $\frac{1}{2}$  și 1. Mai indicate par a fi valorile  $\eta = 0 = \frac{2}{3}$ .

— Se calculează la momentul  $t$  toate caracteristicile geometrice ale albiei ( $z, B, \omega, K$ ), precum și coeficienții  $\alpha, \beta, \gamma, \delta, A, B, C, D, E, F, G, H, J, R, a, b$ .

— Se determină necunoscutele  $Q_k^{n+1}$  în prima aproximație, cu care se recalculează coeficienții  $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \dots$  și se determină  $Q_k^{n+1}$  în a doua aproximație ș.a.m.d.

Calculul îl vom considera încheiat la momentul  $t + \Delta t$ , dacă diferența între rezultatele a două încercări succesive nu depășește o toleranță  $\varepsilon$ :

$$\left| \frac{Q_k^{n+1}}{j} - \frac{Q_k^{n+1}}{j-1} \right| \leq \varepsilon \quad (1.34)$$

pentru orice  $k=1, 2, \dots s$ . În practică se ia ( $\varepsilon \simeq (10^{-3} - 10^{-4}) Q_{max}$ ).

— Se calculează apoi cotele suprafeței libere cu relația (1.17).

— Se trece la un nou pas de timp  $\Delta t$  și calculul se repetă. În felul acesta se parcurge întreg hidrografal de calcul  $Q_1 = Q_1(t)$ .

Calcululele arată că la fiecare pas  $\Delta t$  numărul de încercări  $j$  pentru respectarea relației (1.34), cu  $\varepsilon = (10^{-3} - 10^{-4}) Q_{max}$  este relativ mic, de ordinul a 3, 4.

S-ar fi putut pune problema ca la fiecare încercare ( $j$ ) la același pas ( $t$ ) să se recalculeze toți coeficienții  $A, B, C, R$ , nu cu valorile corespunzătoare momentului ( $t$ ), ci cu valorile corespunzătoare momentului  $t + \Delta t$ . Calcululele arată că aproximațiile care se fac sînt atît de mici încît nu merită să mărim timpul de lucru al calculatorului.

Mișcarea nepermanentă a apei în albiile rîurilor, în perioada viiturilor este, în general, foarte lentă, termenul cinetic  $\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x}$  și de

foarte multe ori și termenul inerțial  $\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$  din ecuația (1.5) pot fi neglijati. În aceste condiții ecuațiile mișcării apei în diferențe finite se simplifică, iar volumul calcululelor se reduce.

Ecuația (1.9) rămîne aceeași:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1.4)$$

iar ecuația (1.10) devine:

$$\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\xi Q^2}{K^2} = 0 \quad (1.35)$$



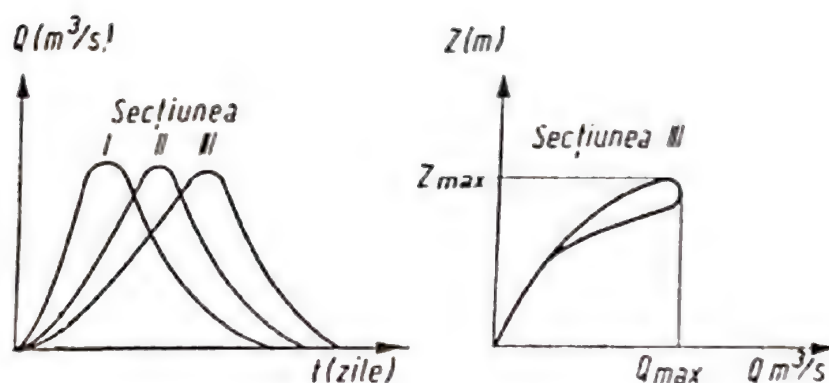


Fig. 1.7 — Rezultatele unor calcule de mișcare nepermanentă

În mod corespunzător în relația (1.14) și următoarele se anulează parametrii  $\alpha$  și  $\gamma$ ; parametrul  $\delta$  se simplifică. Avînd însă întocmit programul general, calculul se face punînd de la început condiția  $u=v=0$ .

Calculul mișcării nepermanente a apei în albiile râurilor cu ajutorul ecuațiilor lui Saint-Venant, permite obținerea tuturor elementelor hidraulice de care este nevoie la dimensionarea digurilor. În fiecare secțiune ( $k$ ) se obține atît valoarea debitului maxim, cît și valoarea nivelului maxim. Trebuie subliniat faptul că nivelurile maxime nu se obțin în același moment în toate secțiunile de calcul, ci în momente diferite. De aceea *curba de calcul a suprafeței libere a apei este o înfășurătoare a tuturor nivelurilor maxime în lungul râului.*

Pentru exemplificare, în figura 1.7 se prezintă rezultatele calculului efectuate în regim nepermanent pe unul din râurile îndiguite din țara noastră.



Fig. 1.8 — Rîul A și lunca inundabilă

Calcululele arată că, chiar și în regim îndiguit se produce o atenuare a vârfului undei de viitură, dar că această atenuare este practic neglijabilă.

În regim natural, însă, în cazul unor riuri cu lunci largi, așa cum s-a menționat, atenuarea debitului maxim poate să fie foarte puternică.

Una din problemele principale care trebuie rezolvată la îndiguirea albiilor majore ale rîurilor, este cunoașterea debitului dezațenuat prin îndiguire (sporul de debit  $\Delta Q_d$ ), respectiv a debitului atenuat în regim natural. Această problemă s-ar putea rezolva, folosind modelul de calcul prezentat. Pentru precizarea ideilor, se consideră rîul *A* (fig. 1.8) cu o luncă inundabilă cu suprafață foarte mare și cu un afluent *B* pe sectorul care se analizează.

Pe acest sector sînt 4 posturi hidrometrice în secțiunile *a—a*, *b—b*, *c—c*, *d—d* și *e—e*. Din cauza lățimii foarte mari a albiei majore, în secțiunile *c—c*, *d—d* și *e—e* la ape mari sînt sigure citirile de niveluri; trasarea unei chei limnimetrice în aceste secțiuni, nu este posibilă decît pentru debitele care curg în albia minoră, debitele care curg în albia majoră neputînd fi măsurate.

Se analizează o viitură concretă cunoscută sub aspectul hidrografelor debitelor și nivelurilor în secțiunile *a—a* și *b—b* și numai sub aspectul nivelurilor în secțiunile *c—c*, *d—d* și *e—e*. Pentru determinarea hidrografelor debitelor și nivelurilor în orice secțiune a rîului, inclusiv în secțiunea *e—e* la vărsare, deci pentru reconstituirea undei de viitură, trebuie efectuat un calcul în regim nepermanent de transmitere a undei de viitură pe lungimea *l* cuprinsă între secțiunile *a—a* și *e—e*. În acest scop se fac ridicări de profile transversale (în figură sînt arătate amplasamentele a 14 astfel de profile) se ridică, de asemenea, profilul longitudinal cu linia talvegului, linia malurilor, cotele zero ale mirelor hidrometrice, nivelul apei la data ridicării și eventual, dacă se cunoaște, nivelul apelor mari la viitura la care sînt observații (fig. 1.9).

Se determină coeficienții de rugozitate în albia minoră pe bază de măsurători și se aproximează pe bază de observații, ținînd seama de caracterul vegetației și starea albiei, coeficientul de rugozitate în albia majoră.

Se precizează hidrografele debitelor și ale nivelurilor în secțiunile *a—a* și *b—b* și hidrografele nivelurilor în secțiunile *c—c*, *d—d* și *e—e*. Hidrograful debitelor din secțiunea *b—b* se transpune în profilul 9—9. Ecuația de continuitate și ecuația dinamică pe sectorul de calcul 9—10 vor trebui să țină seama de debitele sumă de pe rîul *B* și de pe rîul *A*, din amonte de confluență cu rîul *B*.



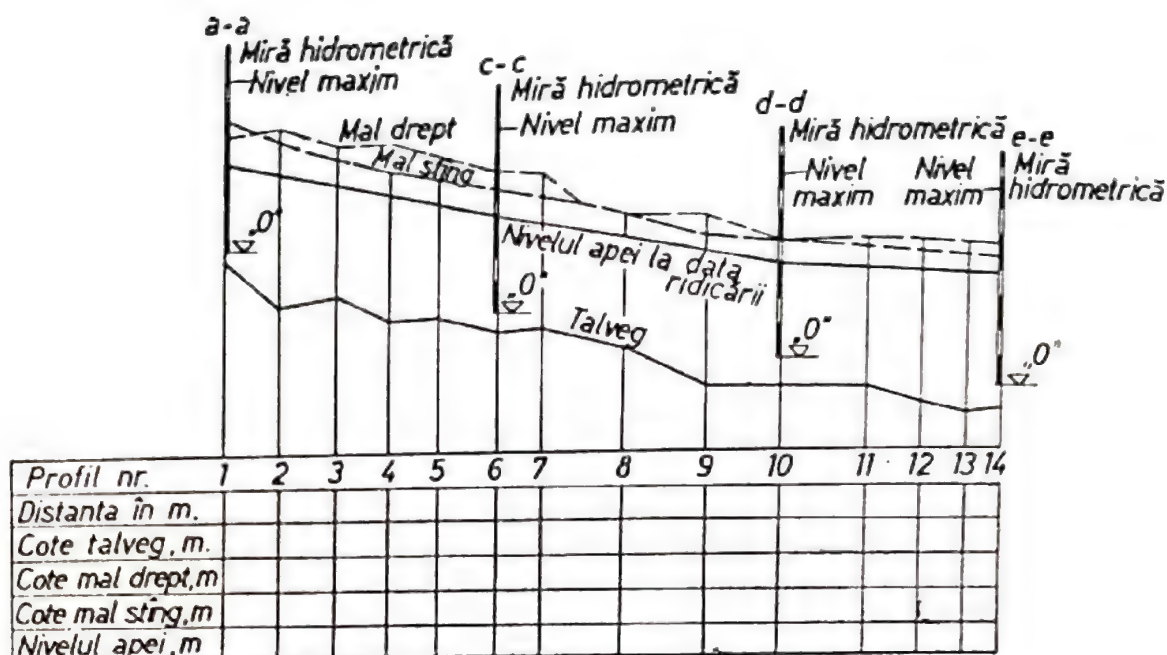


Fig. 1.9 — Profil longitudinal prin riul A

Condițiile la limită ale ecuațiilor mișcării sînt în acest caz hidrograful debitelor în secțiune  $a-a$ , hidrograful debitelor în secțiunea  $b-b$  (transpuse în secțiunea  $a-a$ ) și hidrograful nivelurilor în secțiune 14—14.

Efectuînd calculele se obțin hidrografele debitelor și nivelurilor în fiecare profil. Se compară nivelurile calculate cu nivelurile măsurate în secțiunile cu mire hidrometrice  $a-a$ ,  $b-b$ ,  $c-c$ ,  $d-d$  și  $e-e$ .

Se modifică prin încercări coeficienții de rugozitate în albia majoră pînă se obține coincidența nivelurilor calculate cu nivelurile măsurate. În felul acesta se reconstituie viitura concretă și se țarează modelul de calcul.

Din cele relatate se vede cît de importante sînt datele de bază hidrometrice la reconstituirea viiturilor și la țararea modelului de calcul.

Dacă distanța între secțiunile cu mire hidrometrice nu este prea mare, se poate face un calcul aproximativ de reconstituire a viiturilor de calcul folosind numai ecuația continuității, curba suprafeței libere între două mire hidrometrice considerînd-o lineară. În acest caz ecuația dinamică va fi înlocuită cu citirile de niveluri în secțiunile cu mire hidrometrice. Debitele în secțiunile cu miră (unde se cunosc nivelurile), se calculează din aproape în aproape cu ecuația continuității pentru  $\theta = \frac{1}{2}$ .

$$Q_k^{n+1} = Q_{k-1}^{n+1} + Q_{k-1}^n - Q_k^n + \frac{2}{\beta_{k, k-1}} (z_k^{n+1} + z_{k-1}^{n+1} - z_k^n - z_{k-1}^n) \quad (1.36)$$

unde, evident,  $\Delta x$  este distanța între mirele hidrometrice. Calculele se pornesc din amonte spre aval, de la momentul  $t_0$  corespunzător regimului permanent. Aceste calcule sînt de fapt niște calcule de bilanț, care în limita aproximațiilor admise permit obținerea hidrografelor debitelor și a cheilor limnimetrice în secțiunile cu mire hidrometrice la o viitură concretă.

Efectuînd apoi calculele de mișcare nepermanentă de transmitere a aceleiași unde de viitură în regim îndiguit, se pot determina debitele maxime în orice secțiune de calcul și nivelurile corespunzătoare. Făcînd diferența între debitul maxim în regim îndiguit și debitul maxim în regim natural, se determină debitul dezatenuat  $\Delta Q_d$ . Făcînd diferența între nivelul maxim în regim îndiguit și nivelul maxim în regim natural, se găsește supraînălțarea totală de nivel  $\Delta z$ .

Așadar, ecuațiile mișcării nepermanente a apei permit să se determine atît debitul dezatenuat de îndiguiri, cît și supraînălțarea totală de nivel. Dar, sînt și multe cazuri cînd atenuarea debitului maxim în regim îndiguit este practic neglijabilă. În aceste cazuri, pentru obținerea nivelurilor maxime trebuie să se analizeze dacă nu sînt suficiente numai calculele hidraulice în mișcare permanentă la debitul maxim. Calculele de mișcare permanentă la debitul maxim presupun cunoscută variația debitului maxim în lungul tronsonului de riu în regim îndiguit, iar durata acestui debit maxim suficient de mare ca scurgerea să poată fi considerată stabilizată.

### 1.3.2. Modelul de calcul al mișcării permanente a apei în albiile rîurilor

În cazul mișcării *permanente gradual variate* a apei în albiile rîurilor, ecuația continuității ia forma:

$$Q = \text{const.} \quad (1.37)$$

iar ecuația dinamicii devine:

$$\frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \left( \frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{Q^2}{K^2} = 0 \quad (1.38)$$

Transcrisă în diferențe finite pe distanța  $\Delta x$  între două secțiuni transversale 1—1 și 2—2 (fig. 1.10) ecuația (1.38) are expresia cunoscută (ecuația de conservare a energiei):

$$z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \frac{Q^2}{K_{1,2}^2} \Delta x \quad (1.39)$$



sau

$$\Delta z = z_2 - z_1 = \frac{\alpha_1 v_1^2 - \alpha_2 v_2^2}{2g} + \frac{Q^2}{K_{1,2}^3} \Delta x \quad (1.40)$$

unde:  $K_{1,2}$  se calculează după una din relațiile:

$$\frac{1}{K_{1,2}^3} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{K_1^3} + \frac{1}{K_2^3} \right); \text{ sau } K_{1,2} = \frac{K_1 + K_2}{2} \quad (1.41)$$

$K_1$  fiind modulul de debit în secțiunea 1—1, iar  $K_2$  — modulul de debit în secțiunea 2.

Înlocuind  $v$  cu expresia sa  $\frac{Q}{\omega}$  și admitînd  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$  relația (1.40) se mai scrie:

$$\Delta z = z_2 - z_1 = \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right) + \frac{Q^2}{K_{1,2}^3} \Delta x \quad (1.42)$$

În foarte multe cazuri variația termenului cinetic se poate neglija în raport cu termenul  $\frac{Q^2}{K_{1,2}^3} \Delta x$ . În aceste cazuri ecuația (1.42) devine:

$$\Delta z = z_2 - z_1 = \frac{Q^2}{K_{1,2}^3} \Delta x \quad (1.43)$$

și exprimă faptul că pentru panta medie a suprafeței libere a apei pe sectorul  $\Delta x$  este egală cu media aritmetică a pantelor de la capetele sectorului.

Calculul suprafeței libere a apei cu relația (1.42) sau (1.43) se efectuează prin încercări succesive:

- În profilul 1—1 se cunoaște  $z_1$  și se calculează  $\omega_1$  și  $K_1^2$ .
- Se admite o cotă  $z'_2 > z_1$  în profilul 2—2 și se calculează  $\omega_2$ ,  $K_2^2$  și  $K_{1,2}^2$ .

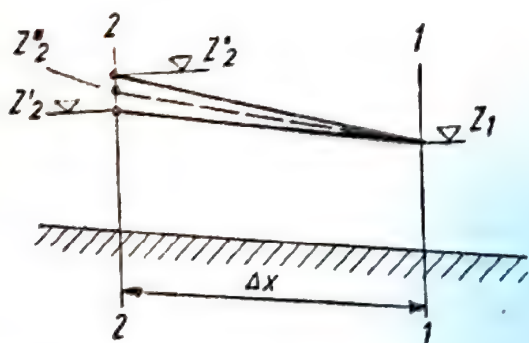


Fig. 1.10 — Schema mișcării gradual variate

— Cu relația (1.42) sau (1.43) se calculează valoarea  $z_2^*$ . Dacă  $|z_2^* - z'_2| < \epsilon_z$  unde  $\epsilon_z$  este toleranța de neînchidere a calculelor, se consideră cota  $z_2 = z_2^*$ . Dacă  $|z_2^* - z'_2| > \epsilon_z$  se admite  $z_2^{**} = \frac{z_2^* + z'_2}{2}$  și se refac calculele ș.a.m.d.

De obicei  $\epsilon_z \approx 1-2$  cm.

Rezultatele calculelor se înscriu într-un tabel și se efectuează pentru toată lungimea riului.

**Tabelul 1.2**  
**Calculul curbelor de remuu**

Sectorul	$z_1$	$W1$	$K1$	$z'_1$	$W2$	$K2$	$K_{1,2}$	$z''_1$
1-2								

Secțiunile de calcul 1-1, 2-2, 3-3, ... se aleg astfel, încît pe același sector de calcul variația mărimilor geometrice să fie cît mai redusă.

Uneori cînd apar variații mari de secțiune de curgere de la un profil la altul, se introduc și pierderile de sarcină locale, iar formula (1.39) devine:

$$z_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} = z_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} + \frac{Q^2}{K_{1,2}^2} \Delta x + \frac{\zeta v_1^2}{2g} \quad (1.44)$$

unde:  $\zeta$  este coeficientul de pierdere de sarcină locală, raportat la secțiunea aval, 1-1. Relația de calcul (1.42) capătă forma:

$$\Delta z = z_2 - z_1 = \frac{Q^2}{2g} \left[ \frac{1+\zeta}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right] + \frac{Q^2}{K_{1,2}^2} \Delta x \quad (1.45)$$

unde:  $\zeta > 0$ . Pentru albie convergente ( $\omega_1 < \omega_2$ )  $\zeta$  este foarte mic și se poate admite  $\zeta = 0$ . Pentru albie divergente ( $\omega_1 > \omega_2$ ) coeficientul  $\zeta$  se poate aproxima cu relația:

$$\zeta \simeq (0,5 - 1,0) \left( \frac{\omega_1}{\omega_2} - 1 \right)^2 \quad (1.46)$$

Modulii de debit  $K_1$  și  $K_2$  se calculează separat pentru albia minoră și pentru albia majoră:

$$K_m = \frac{1}{n_m} \omega_m R_m^{2/3}; \quad K_M = \frac{1}{n_M} \omega_M R_M^{2/3} \quad (1.47)$$

$$K = K_m + K_M$$

De foarte multe ori se întîmplă ca albia minoră să fie puternic meandrată, lungimea firului de curent măsurată pe traseul albiei minore să fie mult mai mare decît lungimea firului de curent măsurată pe direcția generală a curgerii prin albia majoră (fig. 1.11).

În aceste cazuri rezistențele hidraulice în albia minoră sînt mai

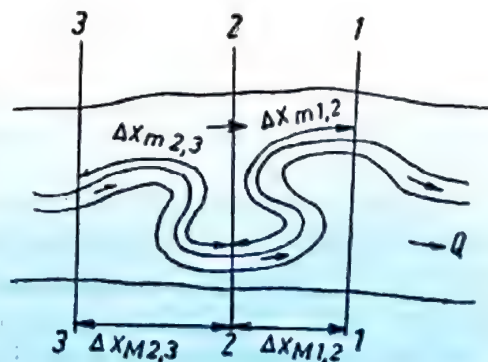


Fig. 1.11 — Albie meandrată



mari decât în albia majoră. Nu se cunosc modele de calcul pentru determinarea exactă a pierderilor de sarcină ale curentului în ansamblu la ape mari. În mod aproximativ, pentru calculul modului de debit se folosește relația:

$$K_m + K_M \left| \frac{\Delta x_m}{\Delta x_M} \right| \quad (1.48)$$

unde:  $\Delta x_m$  este distanța între secțiunile de calcul măsurată pe traseul albiciei minore,  $\Delta x_M$  — distanța între secțiunile de calcul măsurată pe traseul albiciei majore:

$$K_m = \frac{1}{2} (K_{m1} + K_{m2}); \quad K_M = \frac{1}{2} (K_{M1} + K_{M2}) \quad (1.49)$$

indicii 1 și 2 referindu-se la secțiunile 1—1 și 2—2.

În final se obține relația de calcul:

$$\Delta z = z_2 - z_1 = \frac{Q^2}{2g} \left[ \frac{1+\zeta}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right] + \frac{Q^2}{K^2} \Delta x_m \quad (1.50)$$

unde:  $\omega_1 = \omega_{m1} + \omega_{M1}$ ;  $\omega_2 = \omega_{m2} + \omega_{M2}$

Uneori se folosește și relația:

$$\Delta z = z_2 - z_1 = \frac{Q^2}{2g} (1+\zeta) \left( \frac{1}{\omega_1^2} - \frac{1}{\omega_2^2} \right) + \frac{Q^2}{K^2} \Delta x_m \quad (1.51)$$

unde:  $\zeta$  ia valori 0 pentru albie convergentă și 0,5 pentru albie divergentă.

Relația (1.48) conține influența traseului meandrat al albiciei minore asupra curgerii apelor mari, numai în măsura în care rezistența suplimentară în calea curentului se datorește lungimii geometrice diferite a albiciei minore față de a albiciei majore. În realitate la albie minore puternic meandrate rezistențele hidraulice la curgerea apelor mari cresc într-o măsură mai mare decât arată relația (1.48). Pe unele tronsoane curentul în albia minoră poate fi foarte aproape ca direcție de curentul din albia majoră, dar de sens opus. În albia minoră sub cota malurilor pe aceste tronsoane se poate întâmpla ca apa să stagneze.

### 1.3.3. Debitele maxime de calcul și nivelurile corespunzătoare

Indiguirile se dimensionează la debitul maxim în condiții normale de funcționare (asigurarea de calcul) și se verifică la debitul maxim în condiții excepționale de funcționare (asigurare de verificare). Atât debitul maxim cu asigurare de calcul, cât și debitul maxim cu asigurare de verificare, trebuie să corespundă regimului modificat de curgere de către lucrările propuse.

Prin urmare, prin calculele hidrologice și hidraulice, trebuie să se determine:

- debitele maxime cu asigurare de calcul și de verificare în regim amenajat, și
- nivelurile corespunzătoare debitelor maxime de calcul și de verificare.

În regim natural se știe cum se determină debitele maxime de diferite asigurări. Dacă se dispune de suficiente date din măsurători, aceste debite se determină printr-un calcul statistic. Dacă lipsesc date din observații și măsurători, se fac calcule prin metode indirecte. În regim amenajat ar trebui să se facă același lucru. În cazul în care se dispune de observații și măsurători asupra undelor de viitură pe un număr suficient de ani ( $n > 15-20$  ani), este posibil să se treacă fiecare viitură prin schema lucrărilor propuse, să se găsească viiturile modificate și să se facă un calcul statistic cu debite maxime astfel rezultate. Se găsește o nouă curbă de asigurare a debitelor maxime corespunzătoare regimului modificat, iar nivelurile de calcul și de verificare se determină la debitele maxime corespunzătoare. Așa s-a procedat la îndiguirea Dunării pe sectorul aferent țării noastre [21], la îndiguirea riului Prut și a altor riuri. Calculele sînt foarte laborioase și numai calculatoarele electronice permit rezolvarea în acest fel a problemelor.

În cazul în care lipsesc date din observații și măsurători, se trec prin schema lucrărilor propuse undele de viitură corespunzătoare asigurărilor de calcul și de verificare și se determină undele de viitură modificate, cu debite maxime și niveluri corespunzătoare.

Dacă în primul caz, cînd există date din observații și măsurători, calculele se efectuează pentru toate viiturile, în al doilea caz cînd datele din observații și măsurători lipsesc, calculele se efectuează numai pentru două viituri teoretice — cu asigurare de calcul și cu asigurare de verificare. S-ar putea pune problema ca și în primul caz, calculele hidraulice să se facă numai cu două viituri cu asigurare de calcul și de verificare. Rezultatele calculelor ar fi însă aproximative, pentru că mai întîi trebuie să se aproximeze o undă de viitură de asigurare dată nu numai din punct de vedere al debitului la vîrf, ci și din punct de vedere al duratei și al formei în general, ceea ce devine convențional (s-a văzut că debitul dezațenuat  $\Delta Q_d$  este cu atît mai mare, cu cît durata viiturii la vîrf este mai mică).

În plus, trebuie să se reanalizeze modul cum se compun undele de viitură teoretice în zona confluenței riului principal cu afluenții.



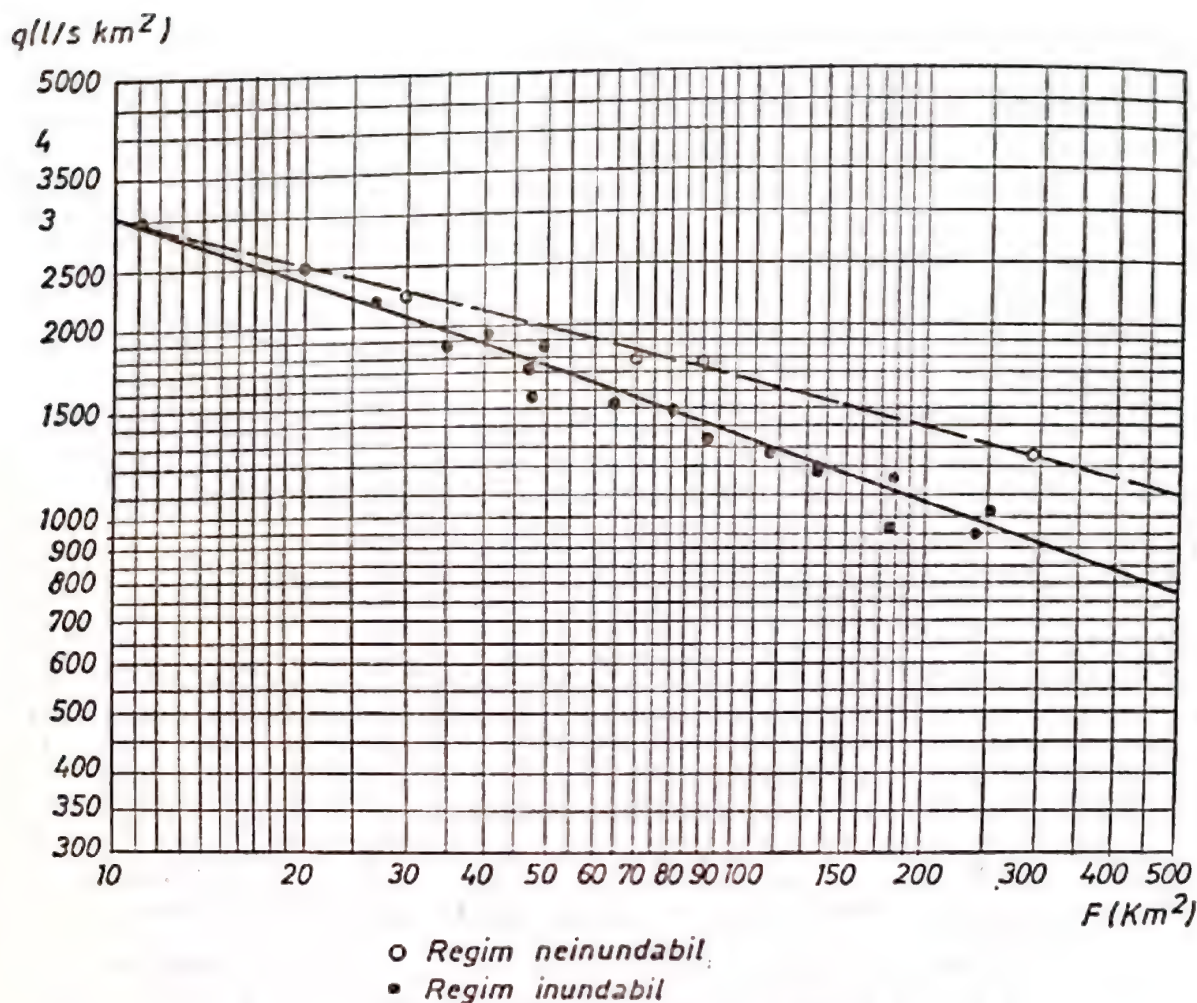


Fig. 1.12 — Corelația  $q=q(F)$   
○ Regim [neinundabil]; ● Regim [inundabil]

Există posibilitatea ca îndiguind numai riul principal, să se creeze o suprapunere (respectiv o compunere) a undelor de viitură de pe afluenți și de pe riul principal mult mai defavorabilă (vîrf pe vîrf), decît în regim natural. Totuși uneori se merge și pe această cale, luîndu-se în calcule două unde de viitură concrete, apropiate ca debit la vîrf de debite maxime cu asigurări date.

Sînt însă cazuri cînd datele hidrologice sînt atît de aproximative, încît nu se merită să se facă calcule hidraulice pentru determinarea debitului dezastru  $\Delta Q_d$ . În aceste cazuri se încearcă să se determine debitul dezastru  $\Delta Q_d$  prin calcule hidrologice, indirecte. Se procedează în felul următor:

— Se determină curba de generalizare a debitului specific  $q$  în  $l/s$  și  $km^2$  în funcție de suprafața bazinului de recepție  $F$  în  $km^2$  (corelația  $q-F$ ) în regim inundabil existent (natural).

— Se determină apoi curba de generalizare a debitului specific  $q$  în funcție de suprafața bazinului de recepție  $F$  (corelația  $q-F$ ), în

regim neinundabil, curbă care evident conduce la valori  $q$  mai mari decât în regim inundabil. Curbele se desenează pe un grafic cu scară dublu logaritmică (fig. 1.12) și sînt valabile numai pentru zona respectivă unde au fost determinate.

Valorile mici ale suprafeței bazinului de recepție  $F$  corespund în general unor rîuri mici, fără luncă inundabilă sau cu luncă inundabilă foarte mică și, prin urmare, la aceste valori  $F$  cele două curbe  $q$  se apropie foarte mult confundîndu-se. La valori  $F$  mari, diferența între cele două curbe reprezintă tocmai debitul specific dezațenuat  $\Delta q_a$ .

Toată problema constă în determinarea celor două curbe de generalizare  $q=f(F)$ , și, în ultimă instanță, a curbei de generalizare în regim neinundabil. Determinările sînt foarte aproximative și susceptibile de erori; de aceea se recomandă construirea celor două curbe cu foarte multă atenție, analizarea tuturor datelor de care se dispune, inclusiv a datelor cu privire la suprafața de teren inundabilă.

Evident la calculul debitului maxim în regim îndiguit, se va folosi în acest caz curba de generalizare  $q=f(F)$  în regim neinundabil. Dar regimul neinundabil nu este identic cu regimul îndiguit. În regimul îndiguit nu mai participă la formarea debitului maxim suprafața de teren îndiguită sau izolată de îndiguiri. Prin urmare, dacă  $F$  este suprafața bazinului de recepție într-o secțiune dată în regimul natural, iar  $\Delta F$  este suprafața îndiguită în amonte de secțiunea respectivă, debitul specific  $q$  se va determina corespunzător suprafeței  $F_1=F-\Delta F$ , iar debitul maxim în regim îndiguit va rezulta  $Q_{max i}=q_1 F_1$ . Se compară acest debit cu debitul maxim din regim natural determinat cu debitul specific  $q$  corespunzător suprafeței  $F$ :  $Q_{max n}=qF$ . În mod curent  $Q_{max i}>Q_{max n}$ . Cazurile în care  $Q_{max i}<Q_{max n}$  sînt rare.

Dacă apa colectată de pe suprafața îndiguită este pompată cu stații de pompare în rîu în perioada de vîrf a viiturii, atunci la debitul  $Q_{max}$  trebuie adăugat debitul stației de pompare.

În felul acesta se determină debitele maxime de calcul și de verificare. Cu cît datele din măsurători și din observații sînt mai complete, cu atît și rezultatele calculelor sînt mai precise. Metoda de calcul se alege ținînd seama și de volumul și precizia datelor din măsurători.

Nivelurile corespunzătoare debitelor maxime de calcul și de verificare se pot determina fie direct, efectuînd calcule hidraulice la aceste debite, fie cu ajutorul cheilor limnimetrice construite la debite de valori rotunde. Înainte însă de a se trece la dimensio-



narea digurilor, este necesar să se analizeze și posibilitatea unor fenomene morfologice de depunere a aluviunilor în albie în regim îndiguit.

#### 1.3.4. Calculul nivelurilor maxime ale apei în cazul îndiguirilor în zona confluențelor «20»

În zona de confluență a două râuri nivelurile apei depind atât de debitul pe un râu, cât și de debitul pe celălalt râu. Nivelurile maxime se realizează în timpul viiturilor, iar viiturile pe cele două râuri pot să nu coincidă sau pot să coincidă, uneori „vîrf pe vîrf”. Ținînd seama de această situație, metoda de calcul elaborată de autor folosește atât ecuațiile hidraulicii, cât și ecuațiile teoriei probabilității.

Se presupune că lunca inundabilă de la confluența râurilor  $R_a$  și  $R_b$  ( $R_a$  — râu principal,  $R_b$  — afluent) se preconizează a fi apărută prin îndiguire împotriva inundațiilor care sînt provocate fie de râul  $R_a$ , fie de râul  $R_b$ , fie de amîndouă (fig. 1.13).

În cazul unui traseu dat al digurilor cota suprafeței libere a apei  $z_1$  într-o secțiune oarecare 1-1 pe râul  $R_a$  în amonte de confluență, sau  $z_2$  într-o secțiune 2-2 pe râul  $R_b$  se exprimă sub forma generală:

$$z_1 = z_1(Q_a, Q_b) \quad (1.52)$$

$$z_2 = z_2(Q_a, Q_b) \quad (1.53)$$

Evident, debitul  $Q_c$  al râului  $R_a$  în aval de confluență satisface relația:

$$Q_c = Q_a + Q_b \quad (1.54)$$

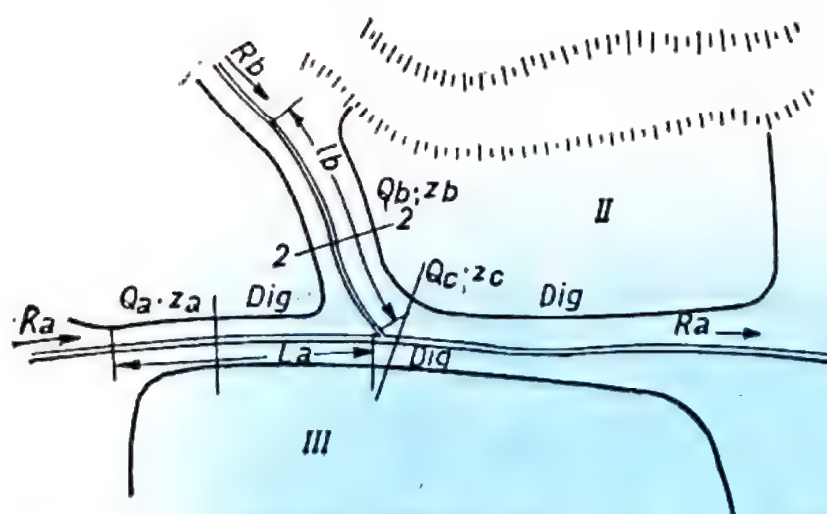


Fig. 1.13 — Schema de îndiguire la confluența a două râuri

Pentru o pereche de debite  $Q_a$  și  $Q_b$  se pot defini, atît pe riul  $R_a$ , cît și pe riul  $R_b$ , secțiuni limită de la care în amonte nu se mai resimte influența confluenței. Fie  $l_a$  și  $l_b$  distanțele de la secțiunea de confluență pînă la aceste secțiuni limită. În general:

$$l_a = l_a(Q_a, Q_b) \quad (1.55)$$

$$l_b = l_b(Q_a, Q_b) \quad (1.56)$$

Se notează cu  $A$  — evenimentul ca pe riul  $R_a$  în amonte de confluență să apară un debit mai mare sau egal cu debitul de asigurare  $p(A)$ , cu  $B$  — evenimentul ca pe riul  $R_b$  să apară un debit mai mare sau egal cu debitul de asigurare  $p(B)$  și cu  $C$  — evenimentul ca pe riul  $R_a$  în aval de confluență să apară un debit mai mare sau egal cu debitul cu asigurarea  $p(C)$ .

Se analizează, spre exemplu, incinta I, care se prevede a fi îndiguită la asigurarea  $p$ . Această incintă va trebui să fie apărută împotriva inundațiilor atît în cazul evenimentului  $A$ , cît și în cazul evenimentului  $B$ , evenimentele  $A$  și  $B$  fiind considerate compatibile. Dacă incinta se întinde dincolo de secțiunile limită la distanțele  $l_a$  și  $l_b$  de confluență, atunci se aplică relația de reuniune a evenimentelor:

$$p_I = p(A \cup B) = p(A) + p(B) - p(A \cap B) \quad (1.57)$$

sau

$$p_I = p(A) + p(B) - p(A) p(B/A) \quad (1.58)$$

unde:

$p(A \cap B)$  este probabilitatea de intersecție a evenimentelor  $A$  și  $B$ , iar  $p(B/A)$  este probabilitatea evenimentului  $B$  în condițiile în care evenimentul  $A$  s-a produs.

Mai întîi se iau în discuție două cazuri limită:

— Rîurile  $R_a$  și  $R_b$  se găsesc în condiții dependente de formare a debitelor  $Q_a$  și  $Q_b$  de aceeași asigurare (cazul rîurilor mici, în aceleași condiții climatice și fiziografice).

Rezultă:

$$p(A \cap B) = p(A) = p(B) \quad (1.59)$$

$$p_I = p(A) = p(B) \quad (1.60)$$

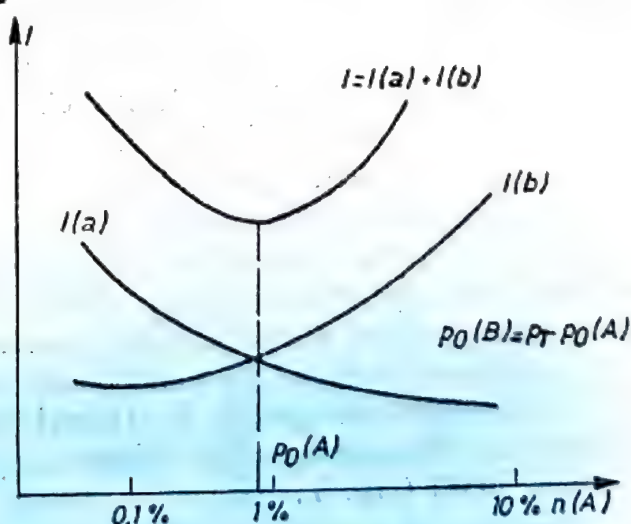


Fig. 1.14 — Stabilirea valorii optime  $p_0(A)$



și, prin urmare, asigurarea la care se proiectează incinta îndiguită corespunde cu asigurarea de calcul al debitului pe fiecare din râuri.

— Rîurile  $R_a$  și  $R_b$  se găsesc în condiții independente de formare a debitelor  $Q_a$  și  $Q_b$  de aceeași asigurare (cazul rîurilor mari sau de mărimi foarte diferite, cu bazine hidrografice în condiții climatice și fiziografice diferite).

În acest caz:

$$p(A \cap B) = p(A) \cdot p(B) \quad (1.61)$$

$$p_I = p(A) + p(B) - p(A) \cdot p(B) \quad (1.62)$$

Întrucît lucrările de îndiguire se proiectează la asigurări cifrice foarte mici, produsul  $p(A) \cdot p(B)$  este neglijabil în raport cu  $p(A)$  sau  $p(B)$ ; în aceste condiții relația (1.62) devine:

$$p_I = p(A) + p(B) \quad (1.63)$$

și, prin urmare, asigurarea la care se proiectează incinta îndiguită este egală cu suma asigurărilor debitelor de calcul pe cele două râuri. Dacă, de exemplu, din condiții tehnico-economice se admite  $p(A) = p(B)$ , atunci, pentru ca incinta să nu se inunde mai rar sau cel mult o dată la sută de ani, trebuie ca  $p(A) = p(B) = 0,5\%$ . Cu alte cuvinte, digurile la distanțe de confluență mai mari de  $1_a$  și  $1_b$  trebuie să fie proiectate la asigurări cifrice de două ori mai mici decît asigurarea incintei.

În cazul general:

$$p(A) \text{ [sau } p(B)] \leq p_I \leq p(A) + p(B) \quad (1.64)$$

egalitățile corespund cazurilor limită analizate mai sus. La relații analoge se ajunge și dacă se analizează incintele II și III.

Se face remarcă importantă că alegerea valorilor  $p(A)$  și  $p(B)$  în conformitate cu relația (1.58) sau (1.63) se bazează pe calcule tehnico-economice. De exemplu, dacă digurile pe rîul  $R_b$  sînt mici în raport cu cele de pe rîul  $R_a$ , este mai economic să se aleagă pentru  $p(B)$  o valoare foarte mică, apropiată de zero, menținînd pe  $p(A)$  la valoarea apropiată de  $p_I$ . Dacă se notează cu  $I(a)$  investițiile necesare în digul de pe rîul  $R_a$  pentru incinta I și cu  $I(b)$  investițiile necesare în digul  $R_b$  pentru aceeași incintă, suma acestor investiții reprezentată grafic în funcție de asigurarea  $p(A)$  are un minimum, care determină valoarea optimă pentru  $p(A)$  și respectiv pentru  $p(B)$  (fig. 1.14).

Se notează  $p_0(A)$  și  $p_0(B)$  valorile celor două asigurări obținute astfel prin calcule tehnico-economice. Odată  $p_0(A)$  și  $p_0(B)$  stabi-

lite, determinarea cotelor suprafeței libere a apei se face prin calcule obișnuite de remuu.

Se analizează problema în două situații:

— când se dispune de hidrografele debitelor în perioada de viituri pe un număr mare de ani de observații ( $n > 20-25$ ) atât pe râul  $R_b$ , cât și pe râul  $R_a$  în amonte și în aval de confluență;

— când datele hidrometrice sînt insuficiente sau lipsesc total.

În primul caz problema se rezolvă prin *simularea viiturilor* pe cele două râuri cu ajutorul calculatoarelor electronice, efectuînd calcule de remuu atât pe râul  $R_a$  cât și pe râul  $R_b$ , cu condițiile de racordare în secțiunea de confluență.

Astfel:

$$z_a = z_b$$

$$Q_c = Q_a + Q_b$$

Calcululele se efectuează pentru fiecare pereche de debite ale undelor de viitură din perioada de  $n$  ani de observații pe cele două râuri. Este ca și cum s-ar presupune că îndiguirea a fost executată cu  $n$  ani în urmă și s-au înregistrat nivelurile în toate secțiunile de calcul și în toți acești ani. În fiecare an și în fiecare secțiune se obține o valoare maximă  $z_{max}$ . Construind curbele de asigurare ale nivelurilor maxime în fiecare secțiune, se pot determina valorile nivelurilor maxime cu asigurări date. Pentru secțiunile cuprinse pe distanțele  $l_a$  și  $l_b$  asigurarea nivelurilor maxime se ia egală cu  $p_I$ . Pentru secțiunile la distanțe mai mari de  $l_a$  și  $l_b$  asigurarea nivelurilor maxime  $z_{max}$  se ia egală cu  $p_0(A)$  și respectiv  $p_0(B)$ . Calcululele sînt voluminoase și necesită mult timp chiar și în cazul folosirii calculatoarelor electronice.

Mai expeditiv, calculele pot fi efectuate pornind de la asigurarea debitelor. În acest scop se consideră hidrografele debitelor corespunzătoare în timp pe cele două râuri  $R_b$  și  $R_a$  în aval de confluență (fig. 1.15).

Este evident că în punctul de confluență nivelul maxim se obține pentru debitul maxim  $Q_{c max}$ . Într-o secțiune pe râul  $R_b$  la distanță mai mare de  $l_b$  la confluență, este evident, de asemenea,

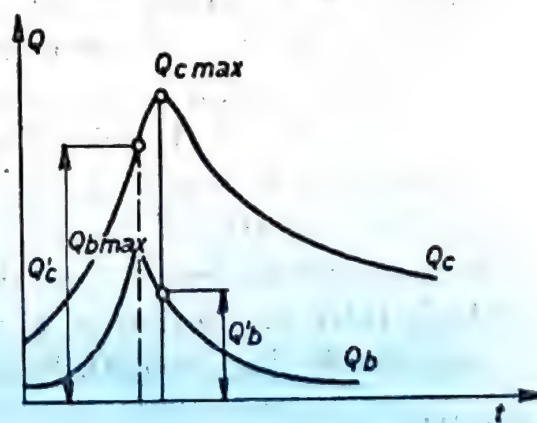


Fig. 1.15 — Hidrografele debitelor corespundente la confluență



că nivelul maxim se obține pentru  $Q_{b \max}$ , oricare ar fi  $Q_c$ . Calcululele arată că în secțiunile intermediare pe riul  $R_b$  nivelurile maxime sînt date fie de asociația  $Q_{c \max}$ ,  $Q'_b$ , fie de asociația  $Q_{b \max}$ ,  $Q'_c$ , unde  $Q'_b$  și  $Q'_c$  sînt debitele corespunzătoare în timp virfurilor  $Q_{c \max}$  și respectiv  $Q_{b \max}$ .

Se calculează asigurările bidimensionale log-normale ale variabilelor aleatorii  $Q_{c \max}$ ,  $Q'_b$  și  $Q_{b \max}$ ,  $Q'_c$  după metoda expusă în [20]. Pe curbele de intersecție  $Q_{c \max}$ ,  $Q'_b$  și  $Q_{b \max}$ ,  $Q_{c0}$  corespunzătoare asigurării de calcul, se determină debitele de calcule  $Q_{c0}$ ,  $Q'_{b0}$  și  $Q_{b0}$ , care duc la niveluri maxime. Din calcule rezultă că situația cea mai defavorabilă corespunde relațiilor:

$$Q_{c0} \simeq (0,05 - 0,90) Q_{c \max} \quad (1.65)$$

$Q'_{b0}$  — corespunzător pe curba de intersecție;

$$Q_{b0} \simeq (0,95 - 0,90) Q_{b \max}$$

$Q'_{c0}$  — corespunzător pe curba de intersecție;

unde:  $Q_{c \max}$  și  $Q_{b \max}$  sînt debite maxime la asigurarea de calcul, calculată marginal (pe fiecare riu în parte).

Calcululele de remuu se fac pe două perechi de debite  $Q_{c0}$ ,  $Q'_{b0}$  și  $Q_{b0}$ ,  $Q'_{c0}$ .

În același mod se efectuează calcululele și pentru îndiguirile de pe riul  $R_a$  în amonte de confluență.

Drept exemplu se prezintă calcululele hidraulice pe riul  $J$  la confluența cu riul  $D$ . Curba de asigurare a coeficientului de modul  $K_D$  al debitelor maxime pe riul  $D$  aval de confluență este prezentată în figura 1.16, iar curba de asigurare a coeficientului de modul  $K_J$  al debitelor corespunzătoare pe riul  $J$  este prezentată în figura 1.17.

În mod analog au fost construite curbele de asigurare ale debitelor maxime  $Q_J$  și ale debitelor corespunzătoare  $Q'_D$ .

Se notează:  $u = \log (Q_D - C_D)$ ;  $u' = \log (Q'_D - C'_D)$ ;  $v = \log (Q_J - C_J)$  și  $v' = \log (Q'_J - C'_J)$ .

Din calcule au rezultat următoarele valori ale coeficienților de corelație între variabilele  $u$ ,  $v'$  și  $v$   $u'$ :

$\rho_{uv'} = 0,60$  și  $\rho_{vv'} = 0,30$ . Se cunosc  $p_I = 1\%$ ,  $p_0(J) = 0,5\%$ .

Rezultă:

$$Q_{D1\%} = 17\,500 \text{ m}^3/\text{s}, \quad Q_{J0,5\%} = 840 \text{ m}^3/\text{s}.$$



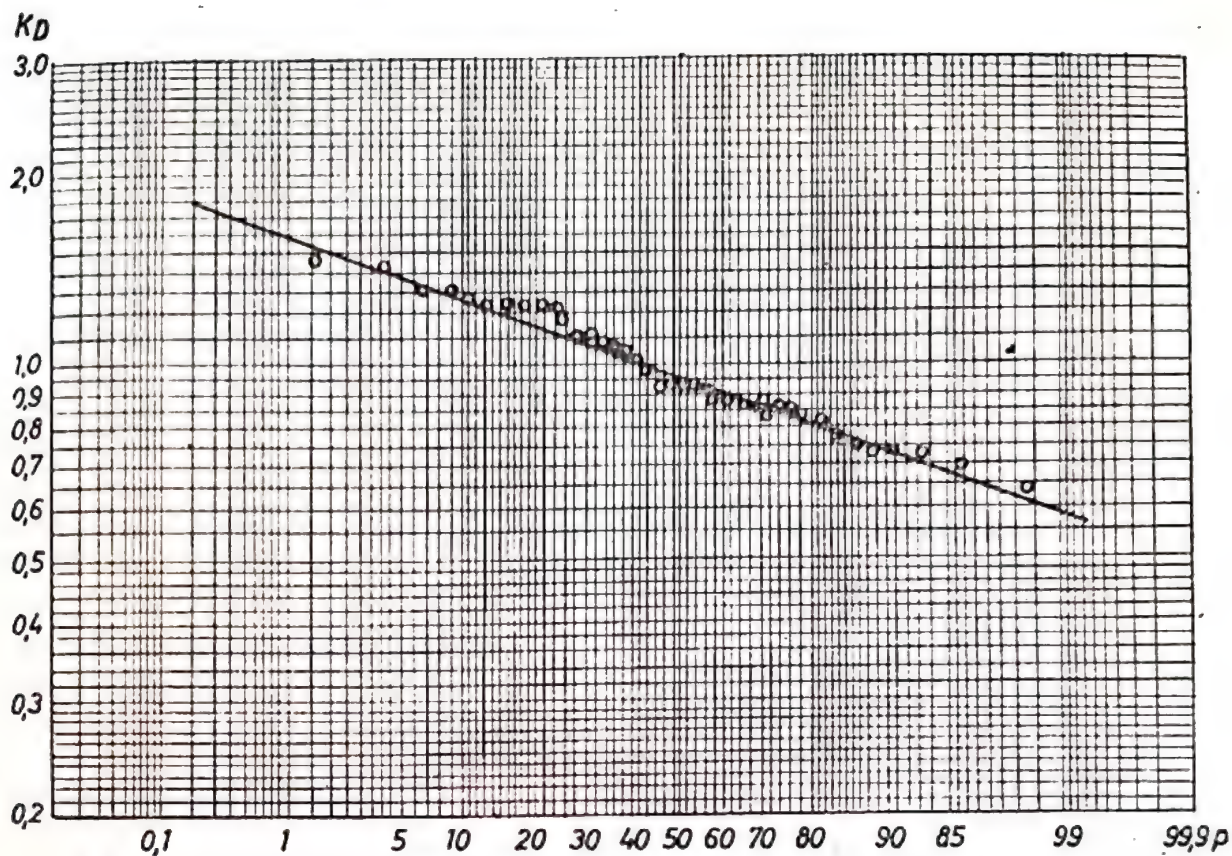
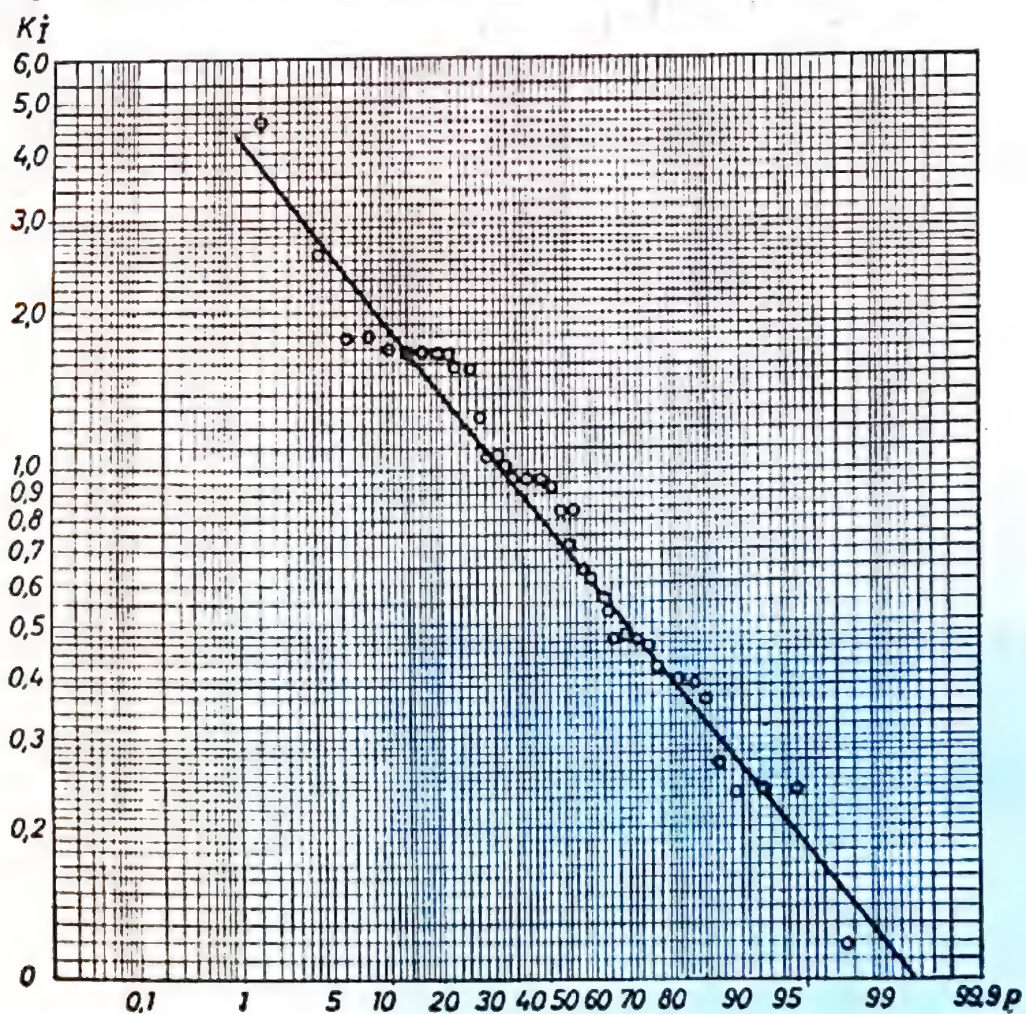


Fig. 1.17 — Curba de asigurare a debitelor corespunzătoare pe riul I





Folosind relațiile (1.65) și (1.66) pe curbele de intersecție (fig. 1.18) se admit valorile  $Q_{D0} = 17\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q'_{J0} = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_{J0} = 840 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q'_{D0} = 10\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pe cheia limnime-trică pe râul  $D$  în secțiunea de confluență se determină nivelurile corespunzătoare debitelor  $Q_{D0}$  și  $Q'_{D0}$ . Rezultă:  $z = 11,00 \text{ mM.N.}$  și  $z' = 8,50 \text{ mM.N.}$  Rezultatele calculelor curbilor de remuu la cele două perechi de debite se prezintă în figura 1.19.

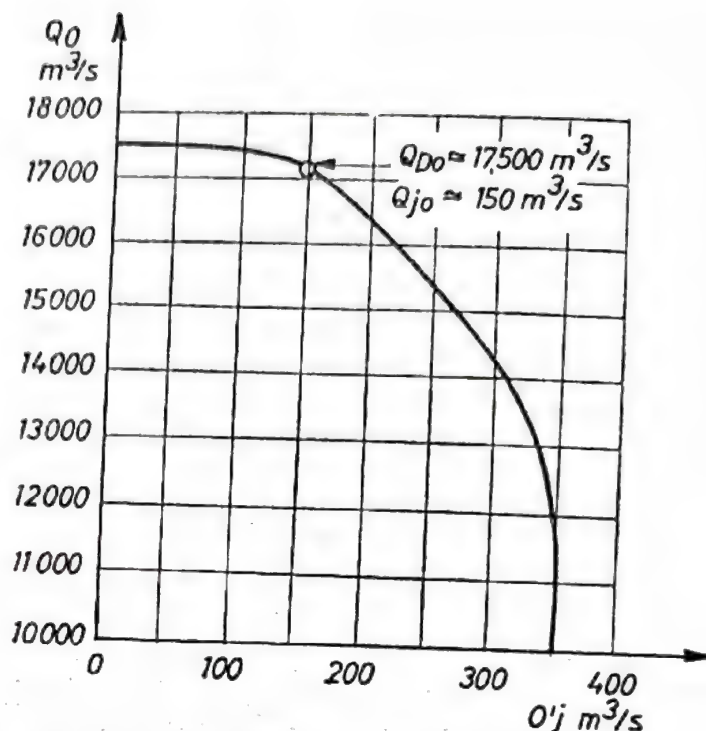


Fig. 1.18 — Curba de intersecție la asigurarea 1%

Pentru dimensionarea digurilor se admite înfășurătoarea nivelurilor maxime în lungul râului  $J$ .

În al doilea caz, când datele din observații și măsurători sînt insuficiente sau lipsesc complet, se desenează unda de viitură teoretică cu asigurarea  $p_I$  pe râul  $R_a$  aval de confluență și componenta  $Q_b$ . Se determină  $Q_c \text{ max}$ ,  $Q'_b$  și  $Q_b \text{ max}$ ,  $Q'_c$  la această asigurare  $p_I$ .

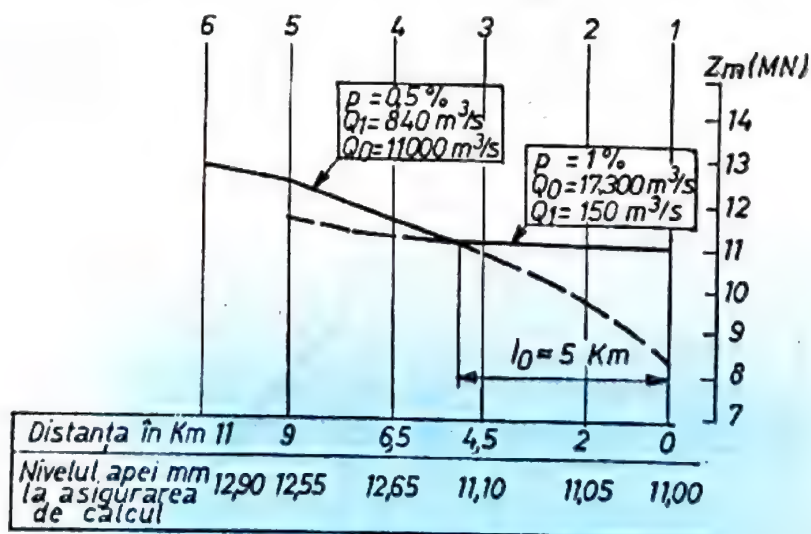


Fig. 1.19 — Calculul curbilor de remuu

Se determină apoi debitul maxim  $Q_{bmax}$  la asigurarea  $p_0(B)$  și debitul corespunzător  $Q'_{c0}$  cu relația:

$$Q'_{c0} = Q'_c \frac{\tilde{Q}_{bmax}}{Q_{bmax}} \quad (1.67)$$

Calculul curbelor de remuu se efectuează la perechile de debite  $Q_{cmax}$ ,  $Q'_b$  — corespunzătoare asigurării  $p_I$  și  $Q_{bmax}$ ,  $Q'_c$  corespunzătoare asigurării  $p_0(B)$ . Rezultatele calculelor sînt aproximative, datorită în primul rînd caracterului convențional al undelor de viitură.

#### 1.4. Date hidraulice referitoare la structura curenților în albiile râurilor

În marea majoritate a cazurilor în albiile râurilor raportul între adîncimea medie  $h_0$  și lățimea  $B$  măsurată la oglinda apei este atît de mic, încît se poate înlocui perimetrul udat  $\lambda$  cu lățimea albiei  $B$ , iar raza hidraulică  $R$  — cu adîncimea medie a curentului ( $h_0 < (10-20) B$ ).

##### 1.4.1. Viteza medie în secțiune. Distribuția curentului vitezei pe adîncimea și lățimea albiei în sectoare rectilinii

Pentru calculele hidraulice aproximative în sectoare rectilinii viteza medie a curentului și debitul lichid pot fi determinate cu relațiile mișcării uniforme:

$$v = C \sqrt{Ri}; \quad Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad (1.68)$$

unde:

$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$  este coeficientul lui Chézy, de viteză;

$n$  — coeficientul de rugozitate, care se determină pe bază de măsurători sau aproximativ, cu ajutorul tabelului 1.1.

Distribuția vitezei curentului pe verticală este redată aproximativ de relația:

$$\frac{u}{v_{max}} = \left( \frac{y}{h} \right)^{n_0} \quad (1.69)$$

unde:

$v_{max}$  este viteza maximă a curentului în verticala respectivă la suprafața apei ( $z=h$ );

$h$  — adîncimea curentului de apă;

$y$  — distanța de la fundul apei;

$n_0$  — un exponent care, în cele mai multe cazuri are valoarea  $\frac{1}{7}$



În plan orizontal (fig. 1.20) distribuția vitezei medii pe verticală a curentului,  $u$  poate fi determinată aproximativ cu relația:

$$\bar{u} = a_k \frac{h^{1/6}}{n} \cdot \sqrt{h i} \quad (1.70)$$

unde:

$h$  este adâncimea curentului în verticala respectivă;

$n$  — coeficientul de rugozitate, iar

$a_k$  — coeficientul de corecție care se determină din condiția ca însumarea vitezelor pe lățimea albiei să ne dea debitul  $Q$ .

$$\int_0^B \bar{u} db = Q \quad (1.71)$$

#### 1.4.2. Efortul unitar tangențial (de frecare) pe patul albiei, pe sectoare rectilinii

Distribuția efortului unitar tangențial, de frecare, în lungul perimetrului muiat în albiei rectilinii depinde de forma secțiunii transversale a albiei. Valoarea medie a acestui efort unitar are expresia cunoscută

$$\tau = \gamma R i \quad (1.72)$$

care se obține din ecuația de echilibru dinamic al lichidului în mișcare uniformă pe un tronson de albie de lungime  $l$ , avînd panta fundului  $i$  ( $\gamma$  — greutatea specifică a lichidului,  $R$  — raza hidraulică).

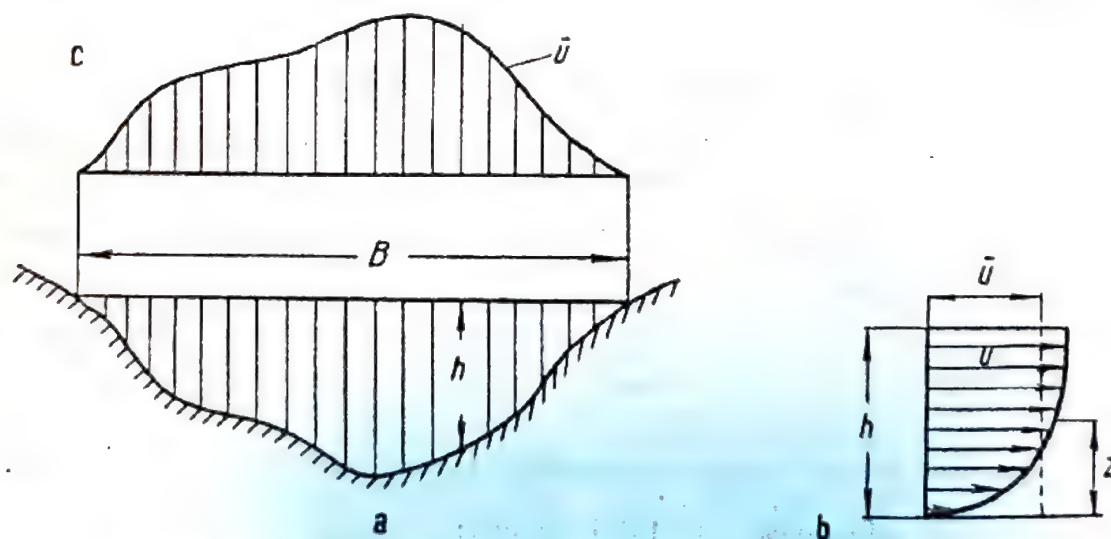


Fig. 1.20 — Distribuția vitezei curentului într-o albie naturală:  
 a — adâncimea  $h$  a curentului; b — viteză  $u$  într-o verticală;  
 c — viteză  $\bar{u}$  în planul curgerii

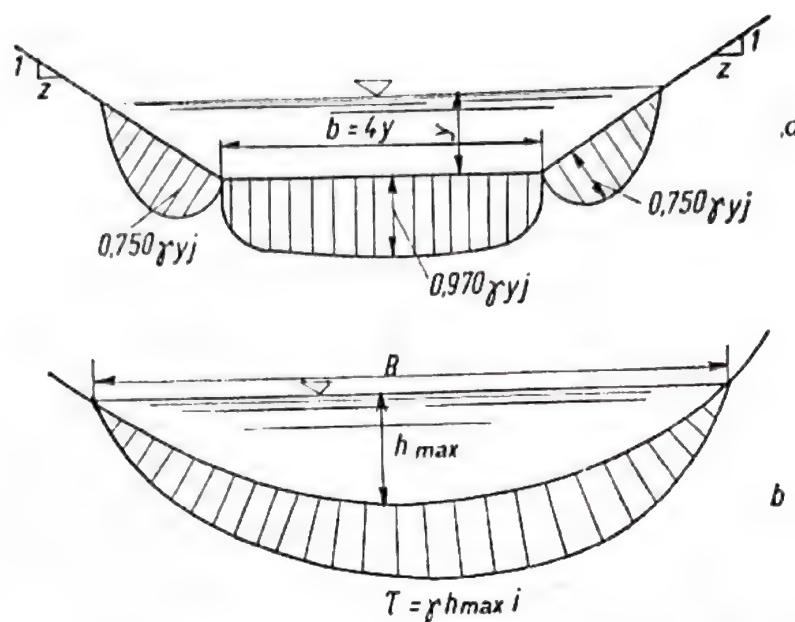


Fig. 1.21 — Distribuția efortului de frecare la perete:  
a — secțiune trapezoidală; b — secțiune oarecare

În cazul canalelor de secțiune trapezoidală distribuția efortului unitar tangențial pe perimetrul muiat, determinată prin analogie cu distribuția eforturilor unitare în membrane cu același contur, este prezentată în figura 1.21, a.

În cazul albiilor de râuri, distribuția efortului unitar tangențial de frecare la perete este prezentată calitativ în figura 1.21, b.

Cunoașterea efortului unitar tangențial pe patul albiei prezintă importanță la determinarea condițiilor de stabilitate a albiei în secțiune.

#### 1.4.3. Circulația transversală a curenților în albiile râurilor meandrate

Așa cum se va arăta în capitolul 2 traseul normal al albiilor râurilor este traseul meandrat, care corespunde de fapt energiei minime disipate a curenților.

Apariția și formarea meandrelor se explică prin două cauze mai importante, pe de o parte prin circulația transversală, care apare și în albiile rectilinii, pe de altă parte prin deformarea neuniformă a malurilor albiei la acțiunea de erodare a curenților.

În albiile rectilinii circulația transversală a apei a fost pusă în evidență încă de la începutul acestui secol. Experiențe sistematice au arătat că datorită circulației transversale, viteza maximă a curenților într-un canal cu secțiune dreptunghiulară se realizează nu în centrul canalului, ci pe două sau mai multe verticale dispuse sime-



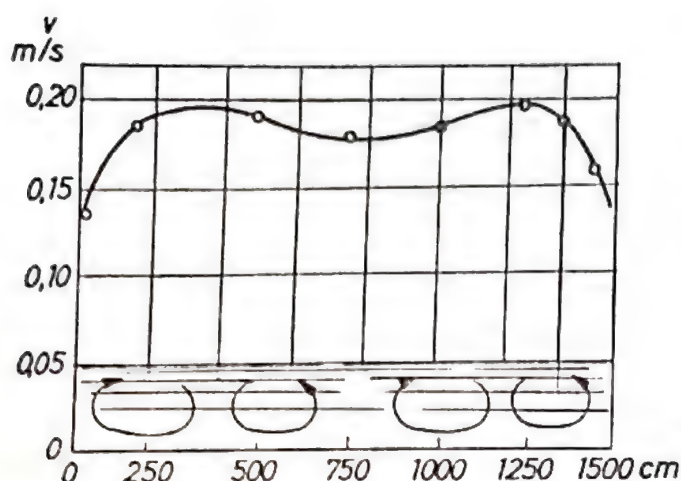


Fig. 1.22 — Distribuția vitezei pe lățimea canalului cu secțiune dreptunghiulară.

tric față de planul median (fig. 1.22). În felul acesta liniile de curent de la suprafață sînt îndreptate spre centrul canalului, pe cînd liniile de curent de fund sînt îndreptate spre pereții canalului (fig. 1.23). Dar malurile albiilor rîurilor naturale nu sînt omogene și nu rezistă uniform pe lungime la acțiunea curenților transversali. Este suficient să apară o neuniformitate în linia malului sau a patu-

lui albiei pentru ca această circulație transversală să se dezaxeze, albia să capete o tendință de meandrare. Meandrele o dată formate schimbă complet structura cinematică a curentului, dîndu-i o circulație transversală unică și de un singur sens, iar curentul astfel deformat accentuează și mai mult dezvoltarea meandrelor.

În meandre, suprafața liberă a apei capătă o pantă transversală,  $i_r$ , care se datorește forței centrifuge cu care curentul de apă este împins spre malul concav. Într-adevăr, dacă se neglijează forțele de frecare pe patul albiei pe direcția razei  $r$ , condiția de echilibru a unei prisme de apă de înălțime  $h$  avînd la bază un dreptunghi cu laturile  $dr$  și  $dl$  (fig. 1.24), este:

$$R = \Delta P \quad (1.73)$$

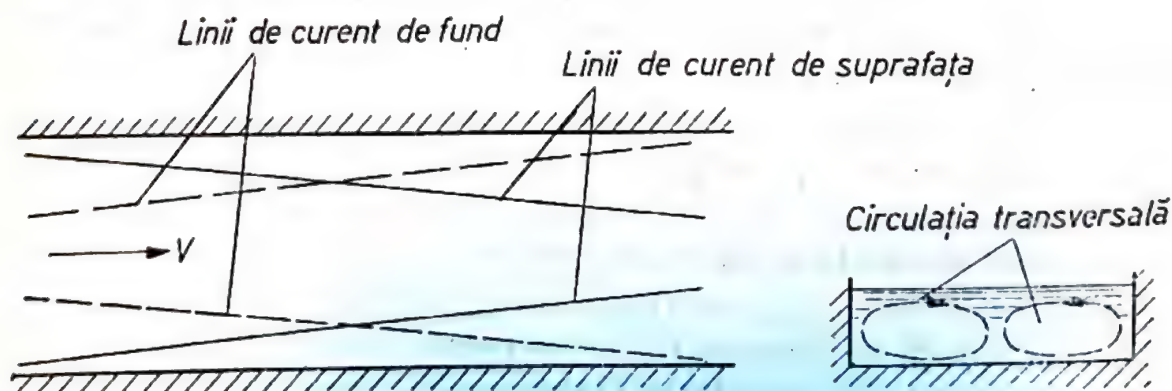


Fig. 1.23 — Liniile de curent de suprafață și de fund la curgerea apei în canal cu circulația transversală

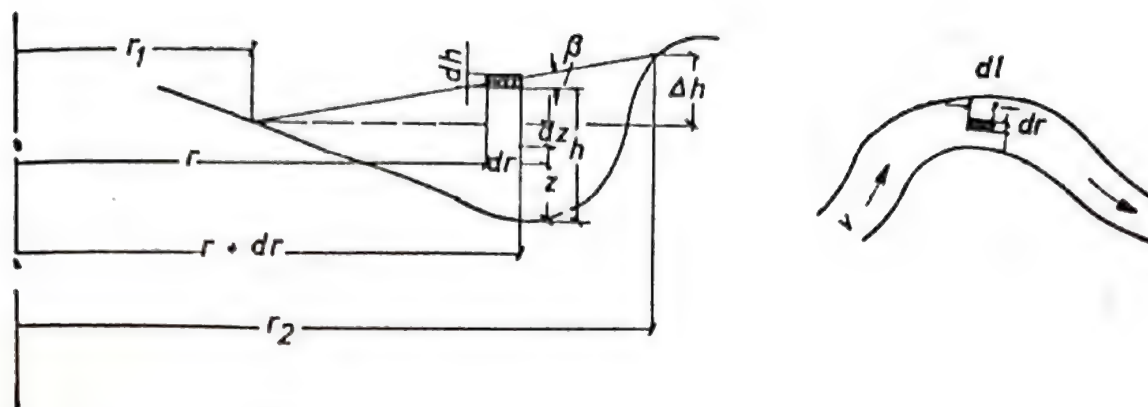


Fig. 1.24 — Condițiile de echilibru al unei prisme de apă în cotul albiei

unde:

$R$  este forța centrifugă în curbă a prisme;

$\Delta P$  — diferența forțelor de presiune de o parte și de alta a prisme pe direcția razei  $r$ .

Forța  $R$  are expresia:

$$R = \int_0^h \rho \frac{v^2}{r} dz dr dl = \frac{\rho \alpha v^2}{r} h dr dl \quad (1.74)$$

unde:

$\alpha$  este coeficientul lui Coriolis;

$\rho$  — masa specifică;

$r$  — raza de curbură a meandrei.

Pentru forța  $\Delta P$  se obține expresia:

$$\Delta P = \frac{d}{dr} \left( \gamma \frac{h^2}{2} \right) dr dl = \gamma h i_r dr dl = \frac{dh}{dr} = \gamma h i_r dr dl \quad (1.75)$$

unde:

$$i_r = \operatorname{tg} \beta = \frac{dh}{dr}$$

După înlocuirile respective, relația (1.73) devine:

$$i_r = \frac{\alpha v^2}{gr} \quad (1.76)$$

iar diferența de nivel de la un mal la altul:

$$\Delta h = \frac{v^2}{gr_m} B \quad (1.77)$$

unde:

$$r_m = \frac{r_1 + r_2}{B}, \quad B — \text{lățimea albiei}$$



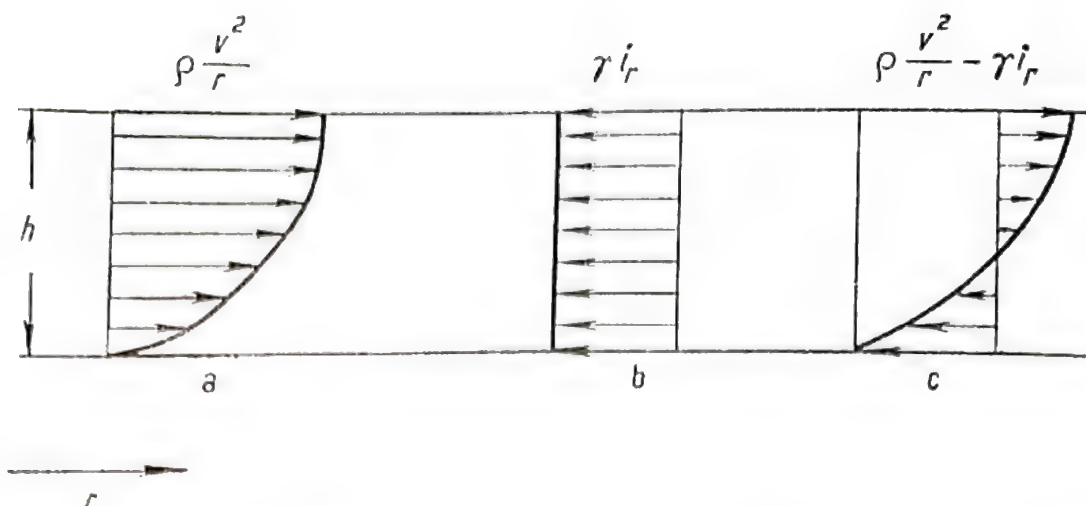


Fig. 1.25 — Schema apariției circulației transversale în coturile albiei

Prin urmare, panta transversală în coturi este direct proporțională cu pătratul vitezei curentului și invers proporțională cu raza de curbura.

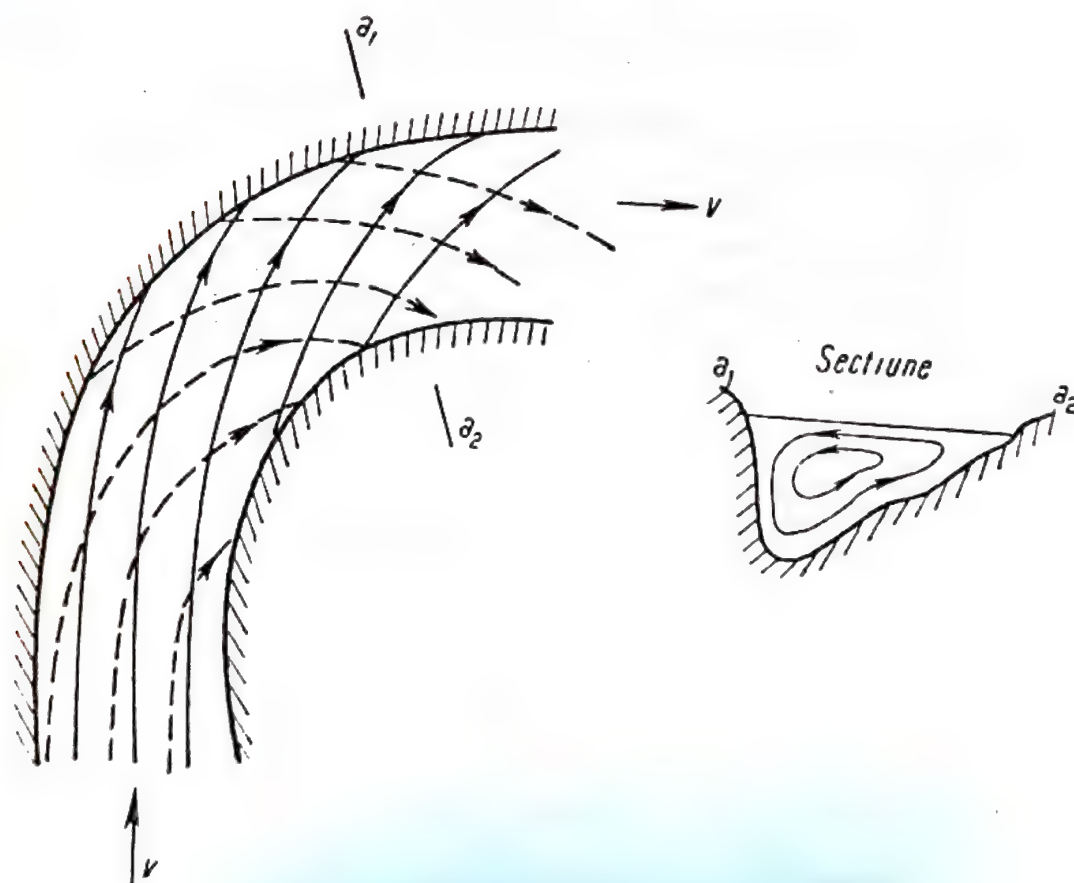


Fig. 1.26 — Circulația transversală în coturi:  
 — linii de curent de suprafață; - - - - linii de curent de fund

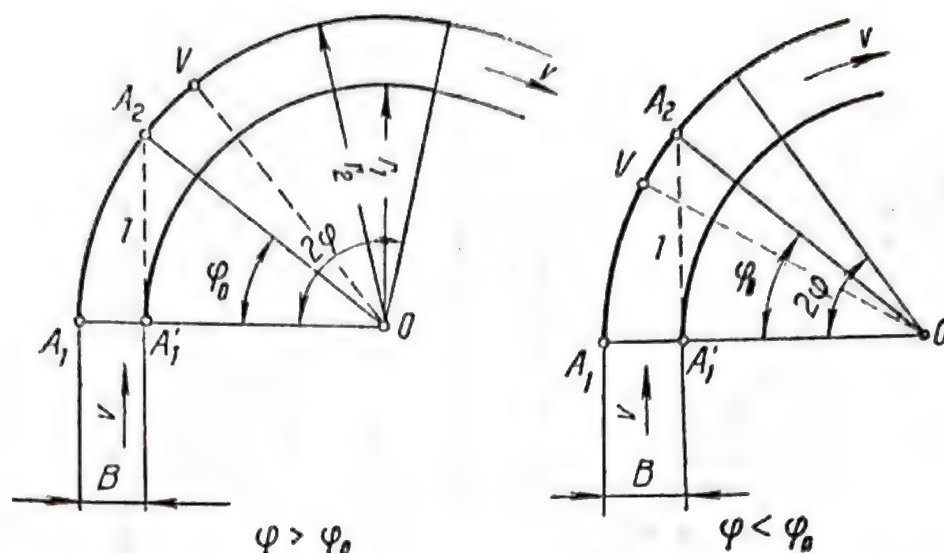


Fig. 1.27 — Secțiunea cu circulație transversală de intensitate maximă

Însă repartiția vitezei longitudinale a curentului este diferită de cea uniformă (fig. 1.20 b). Din acest motiv, nici forța centrifugă a curentului nu se repartizează uniform, fiind proporțională cu pătratul vitezei. Pe aceeași verticală, particula de apă se găsește supusă, în principal, sub acțiunea a două forțe: forța centrifugă  $\rho \frac{v^2}{r}$  care variază cu pătratul vitezei (fig. 1.25 a) și forța datorită pantei transversale,  $i_r$ , de sens invers forței centrifuge, însă constantă pe adâncime (fig. 1.25, b). Însumând cele două forțe, rezultă că sistemul nu este în echilibru (fig. 1.25, c) și prin urmare apare o mișcare a particulelor de apă de la suprafață către malul concav, iar a particulelor de apă de la fundul albiei — către malul convex. În felul acesta se explică circulația transversală în albiile râurilor meandrate (fig. 1.26).

Circulația transversală a curentului în albiile râurilor în coturi a făcut obiectul a numeroase cercetări experimentale și teoretice.

Intensitatea circulației transversale depinde de raza de curbura a axului albiei  $r_m$  și de unghiul de curbura al albiei.

Importanța practică deosebită prezintă cunoașterea secțiunii în care circulația transversală are intensitatea maximă, pentru că în această secțiune este indicată amplasarea prizelor de apă la malul concav. Experiențele arată că în cazul unui cot de curbura uniformă secțiunea cu circulație transversală de intensitate maximă este  $OA_2$  (fig. 1.27), punctul  $A_2$  fiind la distanța  $l$  de secțiunea  $OA_1$  de intrare în curbă [52]. Avem relațiile:

$$l = r_2 \sin \varphi_0; \quad \varphi_0 = \arccos \frac{r_1}{r_2}$$



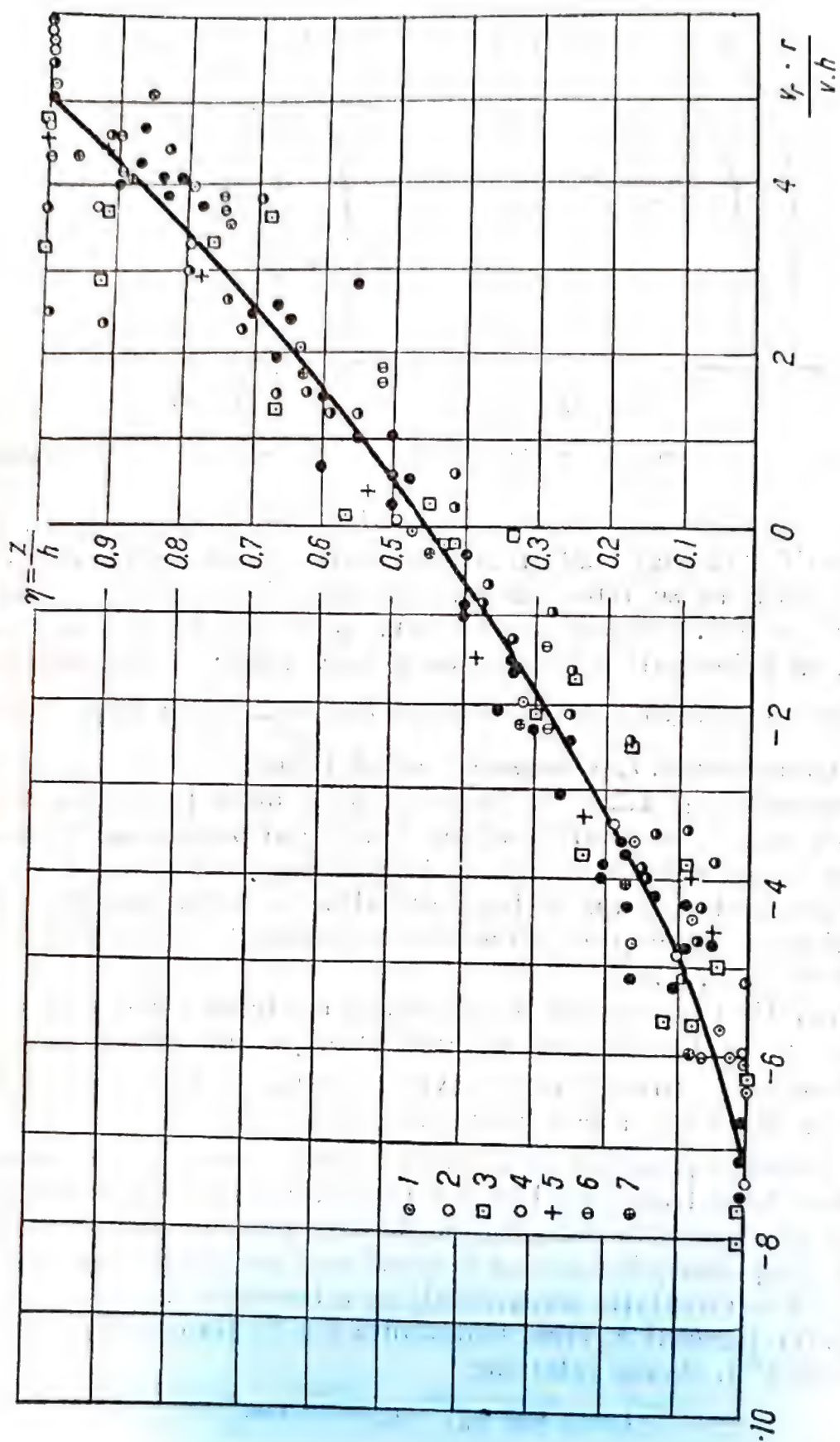


Fig. 1.28 — Distribuția pe verticală a vitezei radiale a curentului în colturi (după Rozovski):  
 — curba teoretică; 1-5 experiențe în albi dreptunghiulare; 6-7 experiențe în albi trapezoidale

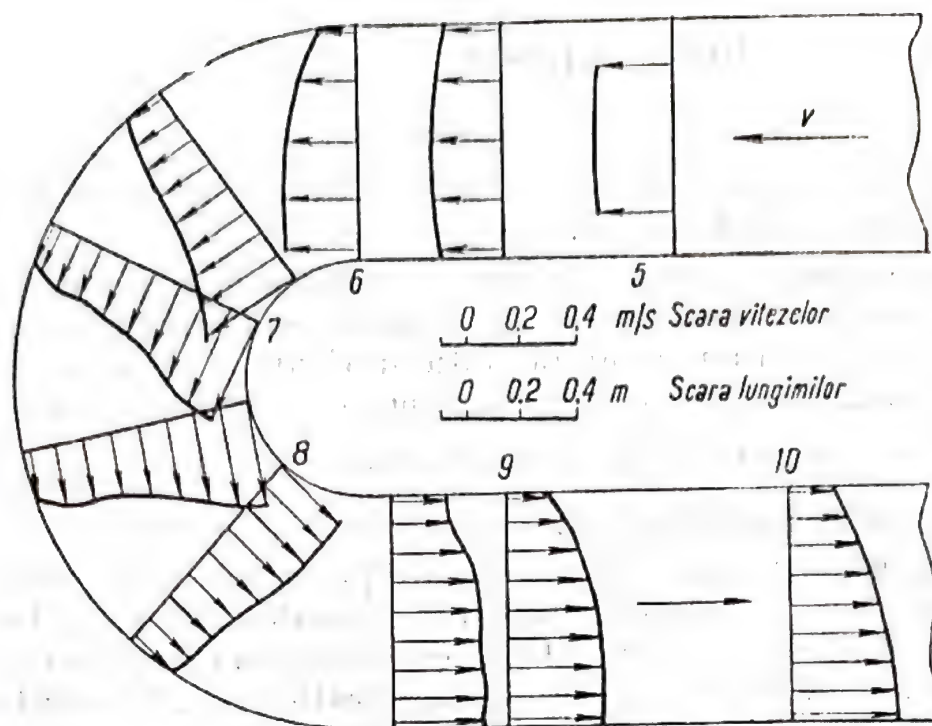


Fig. 1.29 — Distribuția în plan a vitezei medii pe verticală a curentului în cotul unei albie (după Rozovski)

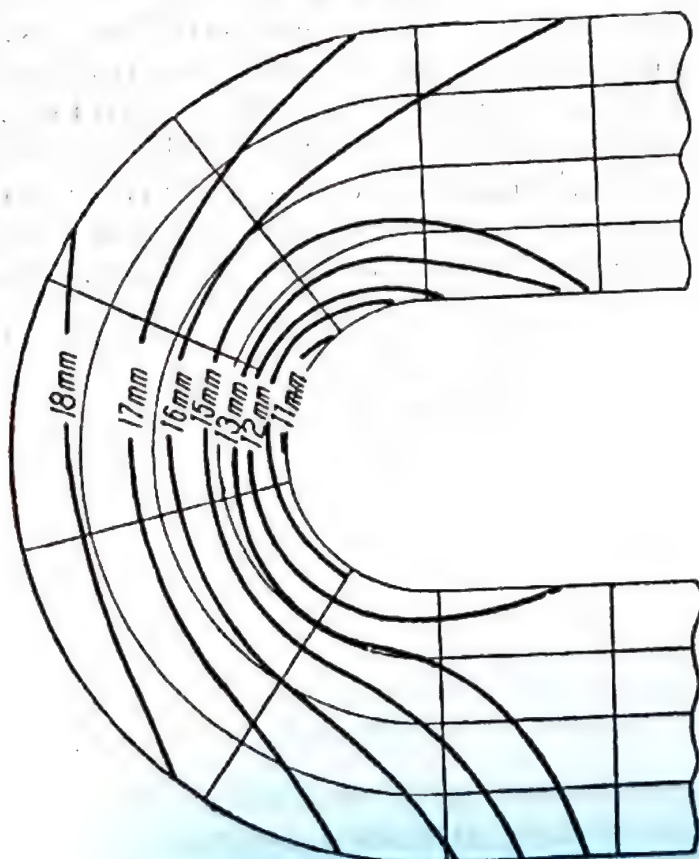


Fig. 1.30 — Linile de egal nivel la mișcarea apei în cotul unui canal (după Rozovski)



În cazurile întâlnite în practică

$$\varphi < \varphi_0$$

și punctul  $A_2$  se situează în aval de vârful  $V$  al curbei (la cca  $1/3$  din lungimea arcului  $A_1V$ ).

Componenta radială  $v_r$  a vitezei curentului în secțiunea cu circulația transversală de intensitate maximă poate fi calculată cu relația lui Rozovski [43] reprezentată grafic în figura 1.28, în care  $v$  este viteza medie a curentului în secțiune,  $r$  — raza de curbura,  $h$  — adâncimea curentului în verticala respectivă, iar  $\eta = \frac{z}{h}$  distanța relativă de la fundul albiei.

Distribuția în plan a vitezei medii pe verticală a curentului în cotul unei albie de secțiune dreptunghiulară se prezintă în figura 1.29, iar liniile de egal nivel la mișcarea apei cu cotul unui canal — în figura 1.30. Fenomenul se păstrează calitativ și în albiile naturale.

Structura curenților în coturi explică de ce eroziunile și adâncimile maxime în albiile râurilor se produc spre malul concav, pe cînd depunerile de aluviuni — spre malul convex. Malul concav este atacat de curenții de suprafață cu concentrație mică de aluviuni și cu viteze mari, pe cînd malul convex este sub incidența curenților de fund, cu viteze mici și supraîncărcați cu aluviuni. Din acest motiv numai malul concav necesită lucrări de consolidare și tot din acest motiv captările de apă se amplasează pe malul concav, în secțiunea cu circulație transversală de intensitate maximă.

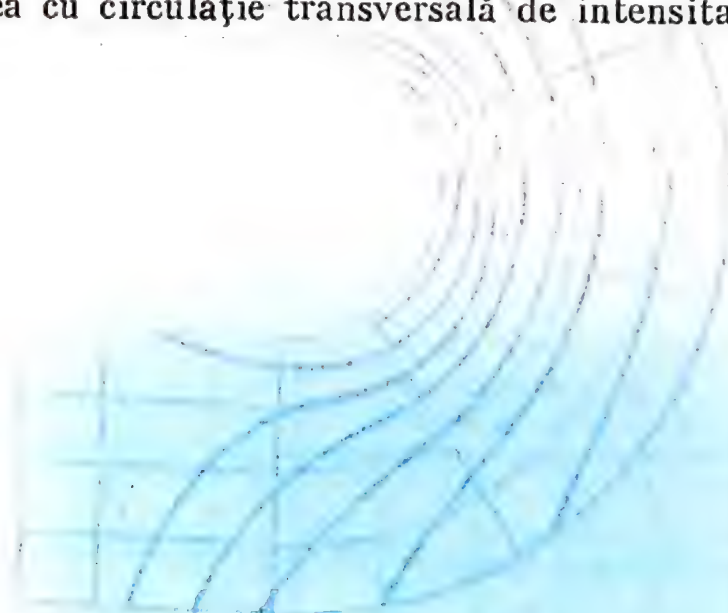


Figura 1.28. Distribuția vitezei medii pe verticală a curentului în cotul unei albie de secțiune dreptunghiulară.

## 2. Mișcarea aluviunilor în albiile râurilor

Este cunoscut faptul că mișcarea aluviunilor într-un curent de apă are loc prin salturi. Fenomenul se explică prin aceea că într-un curent turbulent, asupra unei granule de aluviuni de pe patul albiei acționează atât forțe longitudinale (frontale), cât și forțe ascensionale (verticale) ale căror mărimi au un caracter pulsatoriu. După D e m e n t i e v [32] raportul între forța ascensională și forța frontală poate ajunge la valori de ordinul 0,3—0,7 și uneori mai mari. În funcție de mărimea saltului, o particulă solidă poate să se găsească mai aproape sau mai departe de suprafața patului albiei. Numai în rare cazuri particulele se mișcă prin simplă alunecare sau rostogolire, fără să se desprindă de pat. Prin urmare, noțiunile de transport al aluviunilor prin tîrîre și în suspensie sînt relative, fiind vorba mai mult de deosebiri cantitative, decît de deosebiri calitative. Cu toate acestea, astăzi aceste noțiuni s-au încetățenit în literatura de specialitate și înțelegem prin transport prin tîrîre, transportul aluviunilor pe fundul albiei sau în imediata apropiere a fundului albiei, iar prin transport în suspensie — transportul aluviunilor în masa de curent lichid. La râurile de munte, la care predomină prundișuri și bolovănișuri, transportul aluviunilor are loc mai mult prin tîrîre, iar la râurile de șes, la care predomină nisipurile, transportul aluviunilor are loc mai mult în suspensie.

### 2.1. Formule de calcul privind transportul aluviunilor prin tîrîre

#### 2.1.1. Antrenarea aluviunilor într-un curent de apă uniformă

Într-un curent de apă uniform, pe un pat mobil, faza de început a transportului solid este caracterizată prin anumite valori, numite critice, ale mărimilor caracteristice ale curentului.

Astfel de mărimi sînt considerate fie efortul tangențial unitar pe patul albiei, fie viteza medie a curentului.



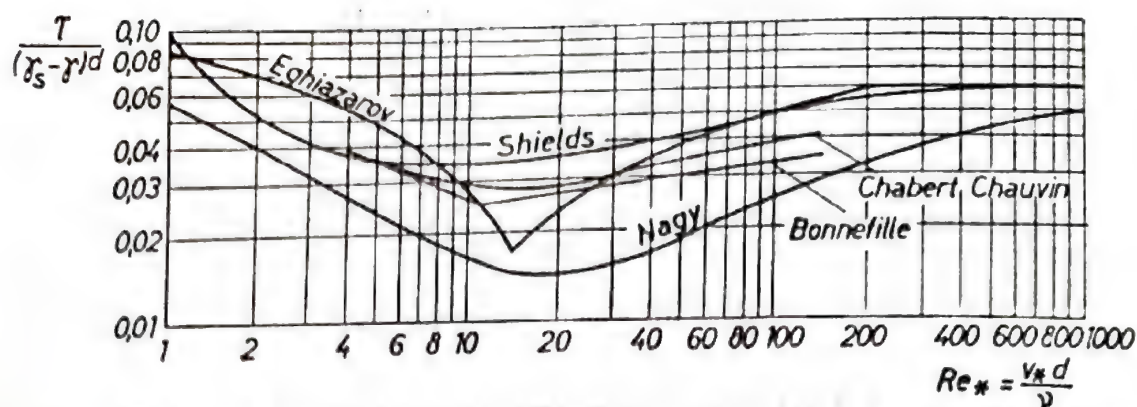


Fig. 2.1 — Graficul funcției  $\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} = f(Re_*)$  după diverși cercetători

Formule bazate pe efortul critic de antrenare. Shields [46] în 1936 a avut ideea de a prelucra datele experimentale sub forma:

$$\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} = k \quad (2.1)$$

unde:

$k$  este o funcție de  $Re_* = \frac{v_* d}{\nu}$ ,  $v_* = \sqrt{ghi}$ ;

$\nu$  — coeficientul de viscozitate cinematică;

$d$  — diametrul aluviunilor;

$\gamma_s$  — greutatea specifică a aluviunilor;

$\gamma$  — greutatea specifică a apei.

Pentru  $Re_* > 500$ , după Shields,  $k = 0,06$ , după White  $k = 0,030 - 0,047$ , iar după Ramette și Henzel,  $k = 0,016$  pentru  $d = 75$  mm și  $k = 0,035$  pentru  $d = 25$  mm.

Alți cercetători, printre care Eghiazarov în 1957, Bonnefille în 1963, Nagy și Karadi în 1960, Chabert și Chauvin în 1963, au adus perfecționări și precizări formulei de tip Shields. În figura 2.1 se prezintă un grafic comparativ al relațiilor care determină începutul mișcării aluviunilor, bazate pe efortul critic de antrenare, propuse de diferiți cercetători, luat din publicația [48].

Din analiza acestui grafic se vede, cât de diferite sînt rezultatele ce se obțin aplicînd diversele relații recomandate. Acest fapt se explică în primul rînd prin existența unui număr mai mare de parametri care trebuie luați în considerare și nu numai parametrii  $\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d}$  și  $\frac{v_* d}{\nu}$ . În al doilea rînd, acest fapt se explică și prin erorile mari ale datelor experimentale pe baza cărora au fost deduse diversele formule.

Formule bazate pe viteza critică de antrenare. Formule de acest tip au fost propuse în special de specialiștii sovietici. Ele sînt deduse punînd condiția de echilibru la limită a unei particule solide într-un curent pe un pat aluvionar și introducînd factori de proporționalitate care se determină experimental.

Prima formulă de acest gen a fost dedusă de V e l i k a n o v și B o c i k o v [49] în anul 1929, pentru diferite sorturi de nisip omogen cu diametrul de la 0,1 mm la 5 mm:

$$\frac{v^2}{g} = 15 d + 6 \quad (2.2)$$

unde:

$v$  este viteza curentului, în mm/s;  
 $d$  — diametrul aluviunilor, în mm;  
 $g$  — accelerația gravitațională, în mm/s<sup>2</sup>.

Cu relația (2.2) s-a pus în evidență faptul că pentru  $v < 15 - 20$  cm/s, într-un curent uniform nu se produce antrenarea aluviunilor.

Ulterior s-au propus și alte formule. Dintre acestea menționăm: Formula lui Ș a m o v (1949, 1954) [14]:

$$v_{cr} = 1,3 \left( \frac{0,01}{d^{1/6}} + 4,7 d^{1/3} \right) h^{1/6} \varphi \text{ (m/s)} \quad (2.3)$$

unde:

$d$  este diametrul aluviunilor, în m;  
 $h$  — adîncimea curentului, în m;  
 $\varphi$  — un coeficient care ține seama de neomogenitatea aluviunilor

$$\varphi = \frac{Fa}{Fa + Fb}$$

$Fa$  este suprafața figurii deasupra curbei granulometrice;  
 $Fb$  — suprafața figurii dedesubtul curbei granulometrice.  
 Formula lui G o n c e a r o v [12]

$$v_{cr} = 1,41 \log \frac{8,8 h}{d_{95}} \sqrt{\frac{2 g (\gamma_s - \gamma) d}{3,5 \gamma}} \quad (2.4)$$

unde:

$d$  este diametrul mediu al aluviunilor;  
 $d_{95}$  — diametrul sitei care lasă să treacă 95% din proba de aluviuni din patul albjei

Formula respectă criteriul dimensionalității.

Relațiile L e v i - K n o r o z, [33] care sînt și cele mai răspîndite.



Dintre acestea se prezintă pe cea mai practică (nu și cea mai recentă):

$$v_{cr} = a \sqrt[3]{g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} d \left( \frac{R}{d} \right)^m \quad (2.5)$$

unde:

$$m = \frac{1}{4} - \frac{1}{6} \text{ frecvent } m = \frac{1}{6};$$

$$a = 1,3 - 1,4 \text{ pentru } d = 0,20 - 0,25 \text{ mm}$$

$$a = 1,2 \text{ pentru } 0,25 \text{ mm} < d < 0,7 \text{ mm}$$

$$a = 1,0 \text{ pentru } d > 0,7 \text{ mm.}$$

Formula respectă criteriul dimensionalității. Diametrul aluviunilor se consideră  $d_{90}$  sau  $d_{95}$ .

Pentru  $d < 0,20 - 0,25 \text{ mm}$  **Levi-Knoroz** [32] recomandă formula:

$$v_{cr} = \frac{100 R^{1/8} d^{0,05}}{\sqrt{7,5 + \sqrt[3]{R}}} \quad (2.6)$$

cu  $d$  în mm și  $R$  — raza hidraulică, în m.

Este interesant de remarcat faptul că din punct de vedere al structurii, formulele bazate pe viteza critică de antrenare a aluviunilor sînt echivalente cu formulele bazate pe efortul unitar critic. Într-adevăr, dacă avem în vedere că între viteza medie  $v$  a curentului și efortul unitar există relația:

$$v = \left( \frac{2 \tau}{\gamma \lambda} \right)^{1/2} \quad (2.7)$$

unde:

$$\lambda = f_1 \left( \frac{h}{d}, Re \right) \text{ este coeficientul de rezistență,}$$

formula (2.1) devine:

$$v_{cr} = \sqrt{\frac{2k}{f_1}} \sqrt[3]{g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} d = F \left( \frac{h}{d}, Re \right) \sqrt[3]{g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}} d \quad (2.8)$$

identică ca structură cu formulele (2.4) și (2.5).

Formulele de calcul prezentate mai sus privind viteza critică de antrenare a aluviunilor iau în considerare numai doi factori de bază de care ar depinde această viteză: diametrul aluviunilor și adâncimea curentului.

În realitate, viteza critică de antrenare depinde și de alți factori, cum ar fi pulsația vitezei curentului, forma particulei aluviunilor, apariția forțelor de coeziune între particule datorită cimentării lor cu substanțe coloidale etc. Luînd în considerare parte din acești factori, M i r t z h u l a v a, [30] a propus formule de calcul pentru viteza critică de antrenare a particulelor solide de pe patul albiei, atît în cazul terenurilor necoezive, cît și în cazul terenurilor coezive.

Albii în terenuri necoezive:

$$v_{cr} = \lg \left( \frac{8,8 H}{d} \right) \sqrt{\frac{2 gm}{0,44 \gamma n} [(\gamma_s - \gamma) d + 2 Ck]} \quad (2.9)$$

unde:

$v_{cr}$  — viteza critică de antrenare, în m/s;

$H$  — adîncimea curentului, în m;

$d$  — diametrul aluviunilor, în mm;

$m$  — coeficient care ia în considerare condițiile de curgere a apei în albie ( $m=1,3-1,5$  pentru curenți care transportă substanțe coloidale,  $m=1,0$  pentru apă curată,  $m=1,10-1,20$  pentru curenți în albii rectilinii însă cu vegetație,  $m=0,60-0,80$  pentru albii meandrate);

$n$  — coeficient care depinde de raportul dintre pulsația vitezei în zona patului albiei și viteza mediata a curentului în punctul respectiv:

$$n = \left( \frac{\bar{v} + v'_{max}}{\bar{v}} \right)^2, \text{ în lipsă de date din măsurători se ia } n = \frac{d}{0,00005 + 0,3 d}$$

$\gamma$  — greutate specifică a apei, în t/m<sup>3</sup>;

$\gamma_s$  — greutatea specifică a aluviunilor, în t/m<sup>3</sup>;

$C$  — coeficient, care ține seama de forțele de coeziune între aluviunile din patul albiei ( $C=0,035 c$ );

$c$  — coeziunea (în kg/cm<sup>2</sup>);

$k$  — coeficient care ține seama de împrăștierea datelor din măsurători privind coeziunea  $c$ ;  $c = 1 - \frac{\alpha \sigma}{c}$ ;

$\sigma$  — abaterea medie a valurilor  $c$ ;

$\alpha$  —  $2,0-2,5$  (în funcție de mărimea albiei).

Albii în terenuri coezive:

$$v_{cr} = \lg \left( \frac{8,8 H}{d} \right) \sqrt{\frac{2 gm}{2,6 \gamma n} (\gamma_s - \gamma) d + 1,25 Ck} \quad (2.10)$$

unde notațiile sînt aceleași ca și în formula (2.9).



Tabelul 2.1

## Materiale necoezive

$d$ (mm)	$v_{cr}$ (m/s) pentru $H=1,0$ m
0,15	0,38
0,25	0,39
0,37	0,41
0,50	0,44
0,75	0,51
1,00	0,55
2,00	0,70
2,50	0,75
3,00	0,80
5,00	0,96
10,00	1,23
15,00	1,42
20,00	1,55
25,00	1,65
30,00	1,76

Tabelul 2.2

## Materiale coezive

$c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$v_{cr}$ (m/s) pentru $H=1,0$ m
0,005	0,43
0,010	0,48
0,020	0,57
0,030	0,64
0,040	0,71
0,050	0,77
0,075	0,91
0,100	1,04
0,125	1,13
0,150	1,23
0,175	1,33
0,200	1,40
0,225	1,48
0,250	1,55
0,300	1,69
0,350	1,83
0,400	1,96
0,450	2,06
0,500	2,17
0,600	2,38

În tabelele 2.1 și 2.2 se prezintă valorile vitezei critice de antrenare a materialului aluvionar necoeziv și coeziv, calculate după formulele (2.9) și 2.10).

Cunoscând valoarea vitezei  $v_{cr}$  la  $H=1,0$  m  $v_{cr1}$  pentru  $H \neq 1$  viteza critică  $v_{cr}$  se obține cu relația:

$$v_{crH} = v_{cr1} + \lg H \quad (2.11)$$

Folosirea acestor formule este limitată de condițiile de laborator în care au fost deduse. În majoritatea cazurilor rezultatele experimentale care au stat la baza deducerii formulelor se referă la o suprafață plană a patului aluvionar pe care curge curentul. În cazul în care patul aluvionar are rifluri sau dune, viteza critică de antrenare a aluviunilor este diferită de cea rezultată din relațiile de mai sus.

## 2.1.1. Debitul solid tîrît

Pentru exprimarea debitului aluviunilor tîrîte — pe scurt debitul solid tîrît — există astăzi foarte multe relații de calcul propuse de diverși autori. Aceste formule sînt obținute aproape în exclu-

sivitate folosind date experimentale în condiții de laborator și se bazează fie pe teoria antrenării aluviunilor de către curent (forța critică, viteza critică sau debitul critic de antrenare), fie pe teoria statistică a mișcării aluviunilor. În cele ce urmează vom prezenta câteva din aceste formule care și-au găsit o aplicabilitate mai largă.

*Formule bazate pe teoria antrenării.* Prima formulă a fost propusă de D u B o y s în anul 1879 și are expresia:

$$p = \psi (\tau - \tau_{cr}) \quad (2.12)$$

unde:

- $p$  este debitul specific de aluviuni (pe unitatea de lățime a albiei);
- $\tau$  — efortul unitar de antrenare;
- $\tau_{cr}$  — efortul critic unitar de antrenare;
- $\psi$  — un coeficient ale cărui valori depind de diametrul aluviunilor.

Pentru coeficientul  $\psi$  au fost propuse diferite valori din partea diverșilor adepți ai formulelor de calcul al debitului, bazate pe forța de antrenare (C h a n g, S c h o k l i t s c h ș.a.). S t r a u b propune următoarele valori de calcul al debitului solid ( $p$ ), exprimat în  $m^3/s$ , pentru  $\tau_{cr}$ , exprimat în  $kg/m^2$ ,  $\psi$  — în  $m/kg^2 \cdot s$  și  $d$  în mm (tabelul 2.3).

Tabelul 2.3

Valorile parametrilor  $\psi$  și  $\tau_{cr}$  (după S t r a u b)

$d$ (mm)	$\psi (m^3/kg^2 \cdot s)$	$\tau_{cr} (kg/m^2)$
0,125	0,0032	0,078
0,250	0,0019	0,083
0,500	0,0011	0,108
1,000	0,00067	0,156
2,000	0,00039	0,250
4,000	0,00023	0,440

O formulă care prezintă interes deosebit este cea propusă de E g h i a z a r o v [14] pe baza rezultatelor experimentale proprii și ale altor cercetători:

$$\frac{p}{q \cdot l^{1/2}} = k \frac{\tau - \tau_{cr}}{\tau_{cr}} \quad (2.13)$$

unde:

constanta  $k$  are valori variabile, în funcție de diametrul aluviunilor, de la  $k=0,01$  la  $k=0,03$ . ( $k_{medie}=0,015$ ) ( $p$  și  $q$  se exprimă în aceleași unități de măsură):



Formula (2.10) a fost obținută pentru diametre  $0,375 \text{ mm} \leq d \leq 62,5 \text{ mm}$ .

Mai puțin folosite sînt formulele care exprimă debitul de aluviuni tîrîte direct, cu ajutorul debitului lichid și al pantei hidraulice. Dintre acestea menționăm, fără să le mai reproducem, formulele lui Schoklitsch, Mc Dougall ș.a.

De o răspîndire foarte largă, în special în Europa occidentală, se bucură azi formula obținută de Meyer-Peter și Müller [39] în anul 1948:

$$\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{3/2} \gamma h i = 0,047 (\gamma_s - \gamma) d + 0,25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} p\right)^{2/3} \quad (2.14)$$

unde:  $k_s = \frac{v}{R^{2/3} i^{1/2}}$ ;  $k_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$ ;  $d_{90}$  — diametrul particulelor exprimat în m;

$R$  este raza hidraulică, în m;

$v$  — viteza curentului, în m/s;

$\gamma_s$  — greutatea specifică a aluviunilor;

$\gamma$  — greutatea specifică a apei;

$i$  — panta suprafeței libere a apei;

$g$  — accelerația gravitațională;

$p$  — debitul solid specific al aluviunilor tîrîte (în kg/s · m)

Această formulă este de fapt o perfecționare a formulei obținute de autori în anul 1934 și se bazează pe un volum foarte mare de date experimentale cu diverse sorturi de material aluvionar de diametre și greutatea specifice diferite.

Cum  $p=0$ , cînd:

$$\tau = \gamma h i = 0,047 \left(\frac{k_r}{k_s}\right)^{3/2} (\gamma_s - \gamma) d = \tau_{cr} \quad (2.15)$$

rezultă că formula (2.14) mai poate fi scrisă și astfel:

$$p = \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}\right)^{1/2} \cdot (gd)^{1/2} \gamma d \left[ \left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{2/3} \cdot \frac{\gamma h i}{(\gamma_s - \gamma) d} - 0,047 \right]^{3/2} \quad (2.16)$$

Reținem această ultimă formulă, ca fiind importantă pentru studiul proceselor de albie.

În U.R.S.S. și în alte țări din răsăritul Europei sînt folosite în special formulele bazate pe viteza critică de antrenare a mate-

rialului aluvionar. Prezintă trei dintre cele mai folosite formule, foarte asemănătoare ca structură:

— formula lui Ș a m o v [14]:

$$p = 0,95\sqrt{d} \left( \frac{v}{v_{cr}} \right)^3 (v - v_{cr}) \left( \frac{d}{h} \right)^{1/4} \quad (2.17)$$

valabilă pentru

$$d > 0,1 - 0,2 \text{ mm}$$

— formula lui L e v i [33]:

$$p = 2,00 \left( \frac{v}{\sqrt{gd}} \right)^3 d (v - v_{cr}) \left( \frac{d}{h} \right)^{1/4} \quad (2.18)$$

valabilă pentru

$$\frac{d}{h} > \frac{1}{500}$$

și formula lui G o n c e a r o v [12]

$$p = 2,08 \left( \frac{v}{v_c} \right)^3 (v - v_{cr}) \left( \frac{d}{h} \right)^{0,1} \cdot d \quad (2.19)$$

valabilă pentru aluviuni omogene.

În toate aceste formule  $d$  și  $h$  se exprimă în m,  $v$  și  $v_{cr}$  în m/s, iar  $p$  rezultă în kg/s · m (debit solid specific). Viteza critică de antrenare se determină după formulele recomandate de fiecare autor.

Având în vedere relația (2.7) formulele (2.17)–(2.19) pot fi scrise sub forma:

$$p = A \left( \sqrt{\tau} - \sqrt{\tau_{cr}} \right) \sqrt{\frac{\lambda}{\lambda_{cr}}} \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^{3/2} \quad (2.20)$$

unde  $A$  este o funcție de raportul  $\frac{d}{h}$  diametrul  $d$  și de coeficienții  $\lambda$  și  $\lambda_{cr}$

*Formulele bazate pe teoria statistică a mișcării aluviunilor.* Primul care a introdus o nouă concepție în construirea unei formule de calcul al debitului solid al aluviunilor tirite, bazată pe interpretarea statistică a fenomenului de antrenare și transport aluvionar a fost E i n s t e i n [3], în anul 1937. Însă o relație practică de calcul a fost obținută de Einstein mult mai târziu, în anul 1950 printr-o schematizare mai accentuată a fenomenului fizic.



Deși demonstrația și șirul de operații logice prin care ajunge la formula de calcul sînt foarte interesante, prezentăm numai rezultatul final:

$$\psi = \psi(\varphi) \quad (2.21)$$

unde:

$$\psi = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot \frac{d}{Ri} ; \quad \varphi = \frac{p}{\gamma_s} \left( \frac{\gamma}{\gamma_s - \gamma} \cdot \frac{1}{gd^3} \right)^{1/2} \quad (2.22)$$

iar relația între  $\psi$  și  $\varphi$  este dată în figura 2.2

O altă formulă dedusă pe baze statistice pentru determinarea debitului aluvionar tîrît este cea propusă de *Kalinske* în anul 1947, care, însă, are o aplicabilitate redusă.

*Formule bazate pe compararea datelor din măsurători cu relațiile Meyer — Peter și Einstein.* În această categorie menționăm formula lui *F r i j l i n k* [48] propusă în anul 1952, ținînd seama de datele din măsurători făcute pe râurile olandeze:

$$\frac{p}{\gamma_s d (\mu g Ri)^{1/2}} = 5 e^{-0,27 \frac{(\gamma_s - \gamma) d}{\gamma \mu Ri}} \quad (2.23)$$

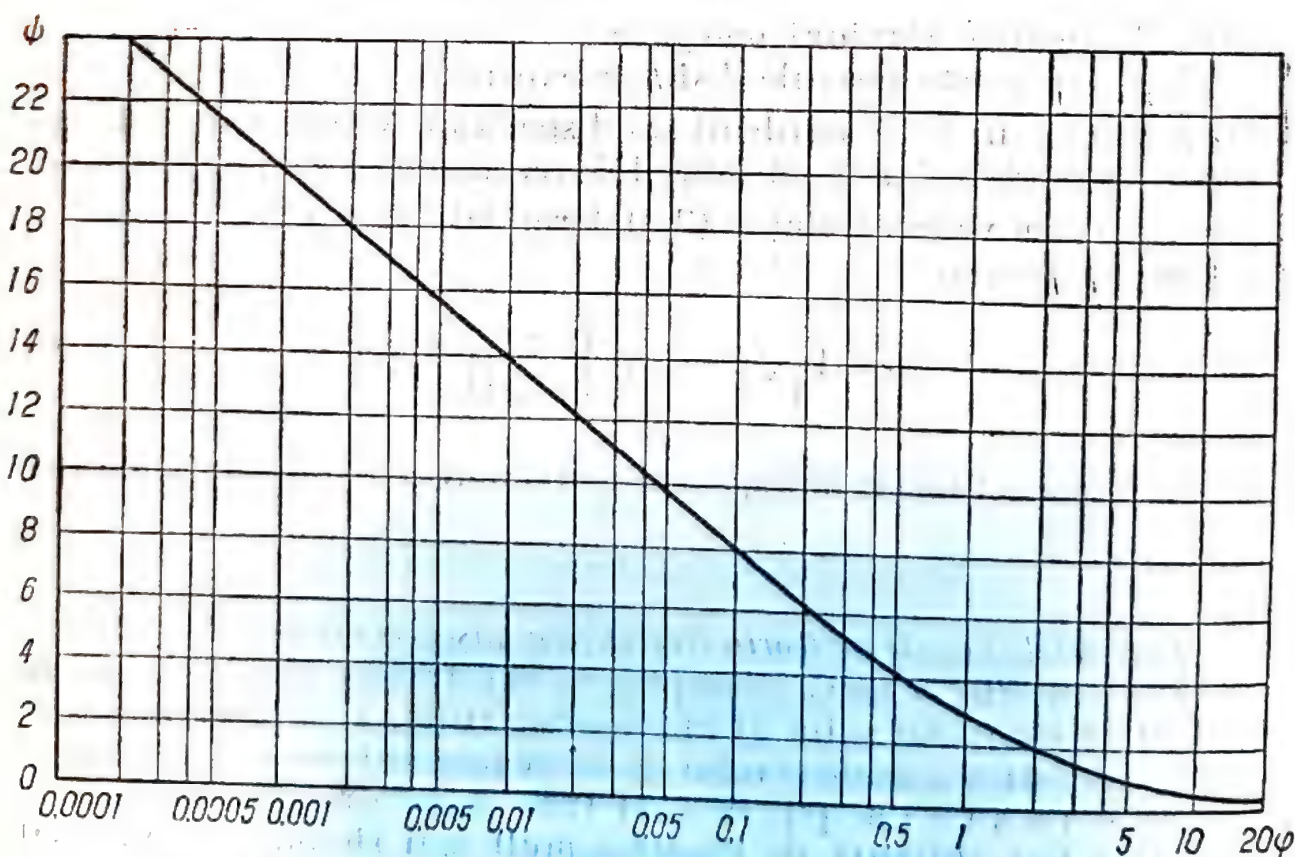


Fig. 2.2 — Graficul relației lui Einstein H. A.  $\psi = \psi(\varphi)$

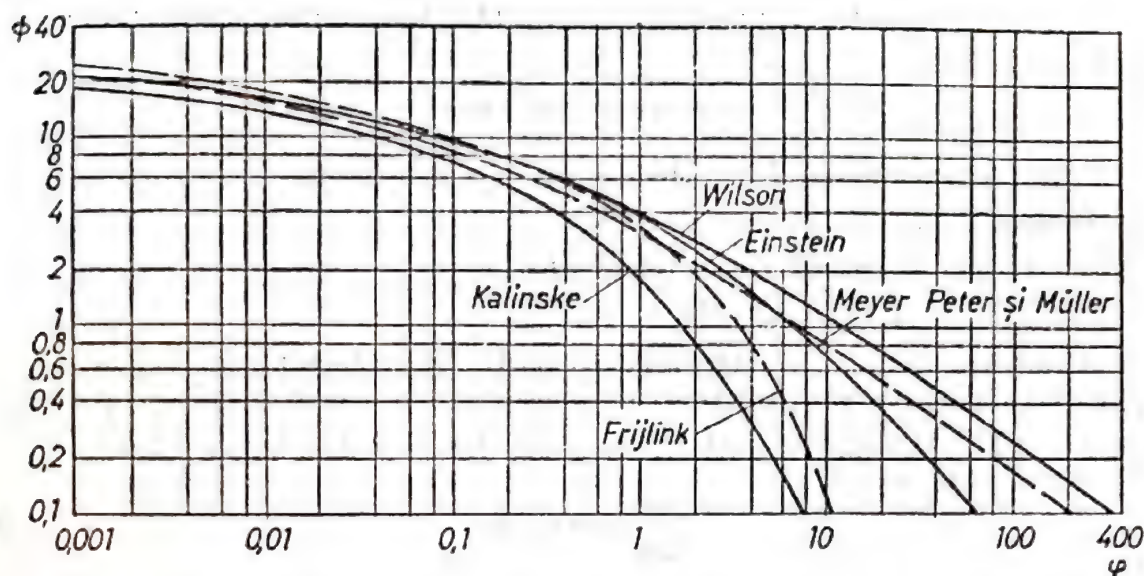


Fig. 2.3 — Comparație între diferitele formule de calcul al debitului solid

și formula lui Y a l i n [51] dedusă în anul 1963:

$$\frac{p}{(\gamma_s - \gamma)d} = 0,635 r \left[ 1 - \frac{2,3 \log(1 + ar)}{ar} \right] \quad (2.24)$$

În aceste formule:

$$\mu = \left( \frac{c}{5,75 \sqrt{g} \log \frac{12R}{k_s}} \right)^{3/2}$$

unde:

$\mu$  este un parametru care ține seama de rugozitatea provocată de dune;  
 $k_s$  — rugozitatea echivalentă de tip Nikuradze,

$$r = \frac{\tau - \tau_{cr}}{\tau}$$

$$a = 2,45 \left( \frac{\gamma}{\gamma_s} \right)^{0,4} \left( \frac{\tau_{cr}}{(\gamma_s - \gamma)d} \right)^{1/2}$$

În graficul din figura 2.3, luat din lucrarea [48] se prezintă comparativ în coordonatele Einstein diferite formule pentru calculul debitului solid tîrît propuse de diverși cercetători. Se observă că formulele lui E i n s t e i n și M e y e r-P e t e r concordă foarte bine pentru  $\phi < 15-20$ .

Din cele expuse reiese că rezultatul calculului debitului solid tîrît depinde de formula adoptată. Criteriul de alegere a formulei de calcul în vederea determinării debitului solid tîrît pe râurile din natură poate fi dat numai de măsurători.



## 2.2. Formulele de calcul al transportului aluviunilor suspensie

### 2.2.1. Distribuția concentrației aluviunilor în suspensie

Pentru stabilirea legii de distribuție a aluviunilor în suspensie se cunosc astăzi două teorii:

- teoria difuziei turbulente și
- teoria gravitațională.

Conform teoriei difuziei turbulente, distribuția pe verticală a concentrației  $c$  a aluviunilor în suspensie, mediată în timp, într-un curent plan, în regim staționar, satisface ecuația lui S c h m i d t:

$$\frac{dc}{dy} + wc = 0 \quad (2.25)$$

unde:

$\varepsilon$  este coeficientul de amestec;

$$\varepsilon = k^* \cdot \frac{y}{h} (h - y) \quad (2.26)$$

$w$  — mărimea hidraulică care se determină cu ajutorul graficului din figura 2.4;

$k$  — constanta lui K a r m a n, care în condițiile unui material în suspensie are valori cuprinse între 0,2—0,4 [28];

$$v^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{ghi} \text{ viteza dinamică}$$

Rezultă, după R o u s e [48]:

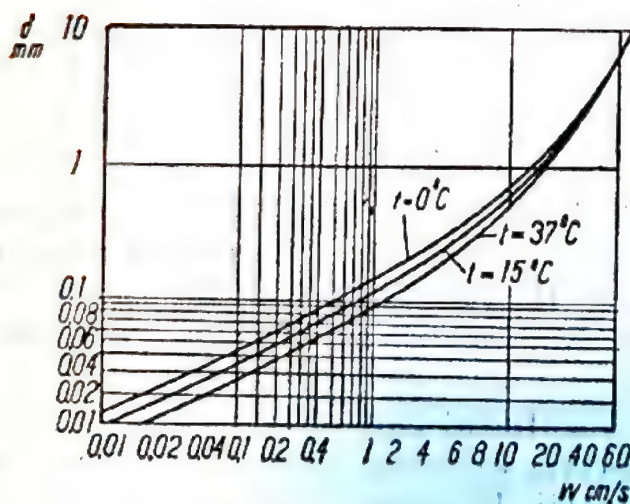


Fig. 2.4 — Mărimea hidraulică

$$c = c_0 \left( \frac{1-\eta}{\eta} \cdot \frac{\eta_0}{1-\eta_0} \right)^\beta \quad (2.27)$$

sau, după Velikanov [49]:

$$c = c_0 \left( \frac{1-\eta}{1+\frac{\eta}{\alpha}} \right)^{\beta'} \quad (2.28)$$

unde:

$\eta = \frac{y}{h}$  este adâncimea relativă,

$\alpha = \frac{\delta}{h}$  — rugozitatea relativă,

$$\beta = \frac{w}{k^*} \quad (2.29)$$

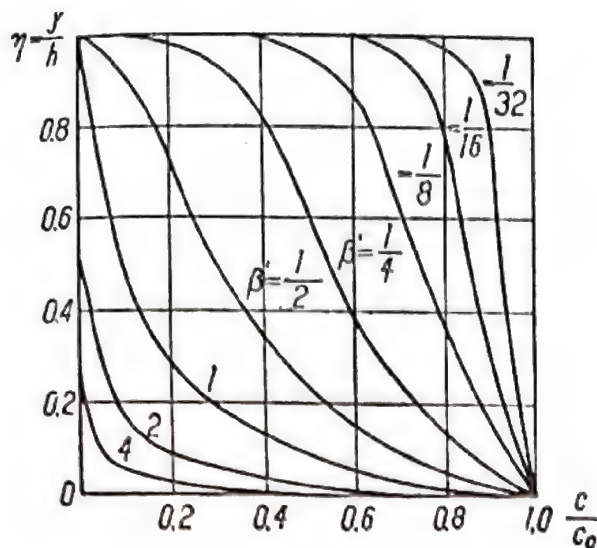


Fig. 2.5 — Variația concentrației aluviunilor pe verticală după teoria difuziei turbulente

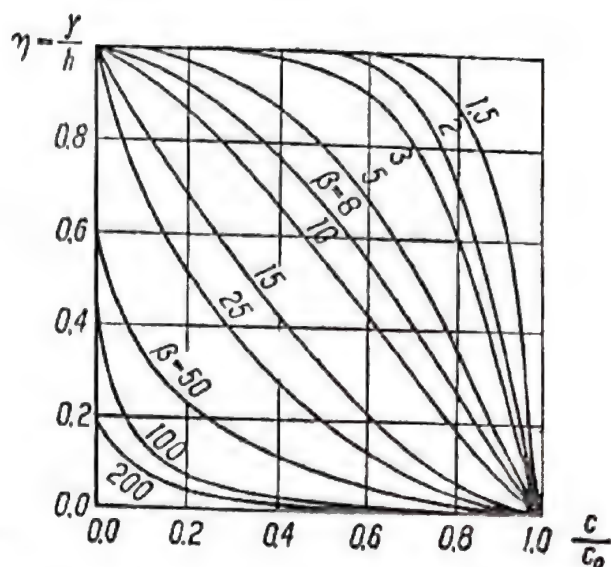


Fig. 2.6 — Variația concentrației aluviunilor pe verticală după teoria gravitațională

După teoria gravitațională<sup>1</sup> elaborată de Velikanov se obține:

$$c = c_0 [\varphi(\eta)]^{\beta'} \quad (2.30)$$

unde:

$$\varphi(\eta) = \exp \int_0^\eta \frac{d\eta}{(1-\eta) \ln \left(1 + \frac{\eta}{\alpha}\right)} \quad \beta' = \frac{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) kw}{i \sqrt{ghi}} \quad (2.31)$$

$i$  este panta suprafeței libere.

În graficele din figurile 2.5 și 2.6 se prezintă variația concentrației aluviunilor pe verticală după teoria difuziei turbulente și după teoria gravitațională.

Trebuie menționat că rezultatele obținute după cele două teorii sînt verificate doar în condiții de laborator, teoria gravitațională fiind în concordanță cu datele din măsurători chiar și pentru aluviuni cu diametre mari. Măsurătorile efectuate pe râurile din natură conduc la o concordanță calitativă cu rezultatele teoretice. Pe rîu-

<sup>1</sup> Teoria gravitațională a fost supusă unei critici foarte severe de către cercetătorii din U.R.S.S. Punctul nevralgic al acestei teorii constă în ipoteza că energia necesară menținerii în suspensie a aluviunilor într-un curent turbulent este preluată direct din energia mișcării medii și nu din energia mișcării pulsatorii.



rile naturale este greu să se determine în special concentrația  $c_0$  în apropierea fundului albiei.

Se constată însă că, chiar și în cazul în care repartiția aluviunilor în secțiune este foarte apropiată de cea uniformă, există o sortare a aluviunilor pe verticală, aluviunile grosiere fiind întâlnite în special în zona de fund.

### 2.2.2. Debitul solid în suspensie

Teoretic debitul în suspensie pe unitatea de lățime a albiei se obține calculând integrala:

$$r = \int_0^h c u dy \quad (2.32)$$

unde:

$u$  este viteza locală a curentului.

Astfel de integrale au fost calculate de E i n s t e i n <sup>[50]</sup> pentru teoria difuziei turbulente și de V e l i k a n o v <sup>[49]</sup> pentru teoria gravitațională. Rezultatele calculelor, fiind foarte complicate, nu le reproducem aici. De altfel pentru râuri aceste rezultate prezintă puțină importanță, datorită discordanței între teorie și măsurători.

Unii cercetători au căutat să obțină experimental relația între debitul solid în suspensie și elementele geometrice și hidraulice ale curentului. În acest sens redăm formula lui K n o r o z <sup>[29]</sup> pentru debitul solid în suspensie:

$$R = 0,006 \left( \frac{v}{w} \right)^4 \left( \frac{d}{h} \right)^{1,6} Q \quad (2.33)$$

unde:

$R$  este debitul solid în suspensie, în kg/s;

$Q$  — debitul lichid, în m<sup>3</sup>/s;

$d$  — diametrul aluviunilor;

$w$  — mărimea hidraulică;

$v$  — viteza curentului.

### 2.2.3. Viteza critică de sedimentare în curent

În practica lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor prezintă importanță valoarea vitezei critice a curentului la care se produce sedimentarea aluviunilor în suspensie. Menționăm două din formulele propuse pentru calculul vitezei critice de sedimentare în curent:

Formula lui Z a m a r i n [38]:

$$v_s = w_m \sqrt[1,5]{\frac{\mu}{0,022 \sqrt{Ri}}} \text{ pentru } w_m \geq 0,002 \text{ m/s}$$

$$v_s = \sqrt[1,5]{\frac{\mu \sqrt{w_m}}{\sqrt{Ri}}} \text{ pentru } w_m < 0,002 \text{ m/s}$$
(2.34)

unde:

- $v_s$  este viteza de sedimentare în curent, în m/s;
- $\mu$  — turbiditatea medie a curentului, în kg/m<sup>3</sup>;
- $R$  — raza hidraulică, în m;
- $i$  — panta suprafeței libere;
- $w_m$  — mărimea hidraulică medie în m/s a aluviunilor în suspensie calculată cu relația:

$$w_m = \frac{\sum w_i m_i}{100} \quad (2.35)$$

$m_i$  — fiind procentul de aluviuni cu mărimea hidraulică  $w_i$ .

Formula lui V e l i k a n o v:

$$v_s = \sqrt[3]{\frac{0,21 w_m}{\sqrt{g n^3}}} h^{0,5} \quad (2.36)$$

în care în plus,  $n$  este coeficientul de rugozitate din formula lui M a n n i n g.

### 2.3. Debitul solid total

Debitul solid total se obține prin însumarea debitului solid tirat cu debitul solid în suspensie.

Din măsurătorile efectuate rezultă că pe râurile de cîmpie debitul solid în suspensie este, în general, mai mare decît debitul solid tirat. Pe râurile de cîmpie, debitul solid tirat poate să reprezinte în unele cazuri cîteva procente (1—5%) din debitul solid total. De aceea, de multe ori, pe râurile de cîmpie se aproximează debitul solid total cu debitul solid în suspensie.

Pe râurile din țara noastră, situate în zone unitare din punct de vedere al condițiilor fizico-geografice, între debitul solid în suspensie, mediu multianual,  $R$ , și debitul lichid, mediu multianual  $Q$ , se poate stabili relația:

$$\bar{R} = A \bar{Q}^b \quad (2.37)$$

unde:

$b$  are valoarea apropiată de 1,25 iar parametrul  $A$  variază în limite destul de largi:

$$\frac{1}{50} < A < 50 \text{ și se supune unui zonări verticale [9].}$$



În general, corelația între debitul solid în suspensie,  $R$ , și debitul lichid  $Q$ , pe fiecare râu într-o secțiune dată variază de la viitură la viitură. Adoptarea unei curbe de corelație unice poate fi justificată numai în calcule foarte aproximative (fig. 2.7).

Sînt importante studiile efectuate de L o p a t i n [34] care au conchis că între coeficientul de variație  $C_{vs}$  al debitului mediu solid și coeficientul de variație  $C_{ve}$  al debitului mediu lichid există relația:

$$C_{vs} = C_{ve} \cdot a \quad (2.38)$$

unde, pentru râuri de cîmpie  $a$  este mai mic decît pentru râuri de munte. (Pentru U.R.S.S.,  $a=1,64$  — la râurile de cîmpie,  $a=2,22$  la râurile de deal și  $a=3,33$  la râurile de munte).

Pe râurile de munte predomină aluviunile transportate prin tirire și rostogolire, debitul solid tîrît reprezentînd o parte importantă din debitul solid total. De aceea, determinarea debitului solid la râurile de munte este mult mai dificilă și rezultate concludente se obțin numai prin metoda volumetrică, în cazul construirii unor baraje care opresc transportul în aval al aluviunilor.

#### 2.4. Configurația fundului mobil al albiei

Dacă se mărește viteza curentului peste valoarea critică,  $v_{cr}$  de antrenare a aluviunilor, experiențele arată că pe patul mobil al albiei apar mai întîi rifluri,

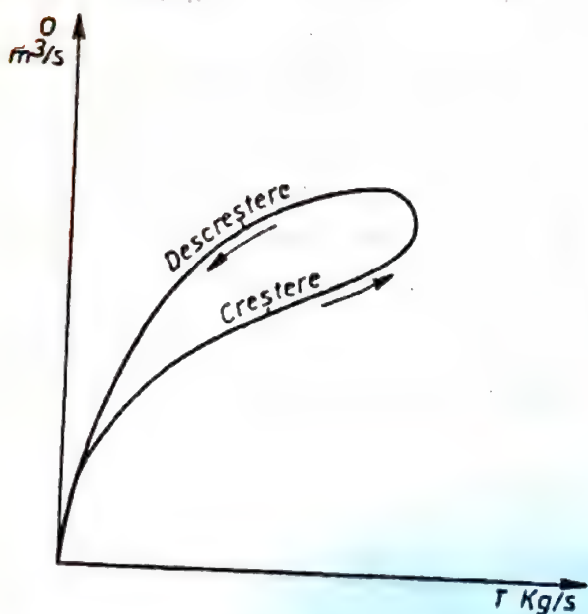


Fig. 2.7 — Corelația între debitul lichid și debitul solid la o viitură

apoi dune, apoi iar pat neted, pentru ca la viteza corespunzătoare regimului rapid de curgere a apei să apară antidune. S-au propus mai multe criterii care să definească regimul de curgere corespunzător acestor microformațiuni morfologice. Mai concludent ni se pare graficul construit de Garde și Albertson [11] în coordonatele (fig. 2.8);

$$\frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad \text{și} \quad \sqrt{Fr} = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

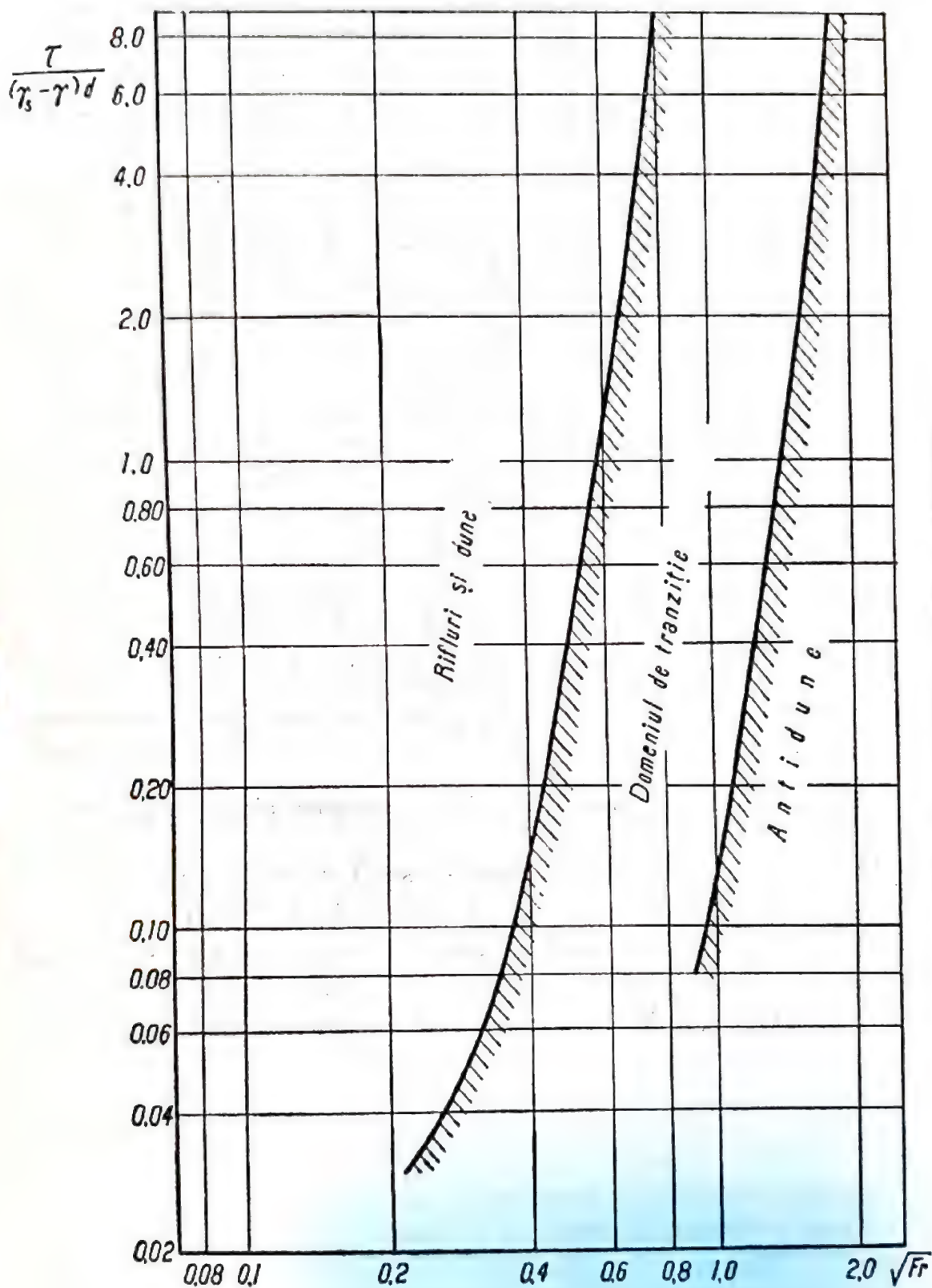


Fig. 2.8 — Graficul Garde și Albertson



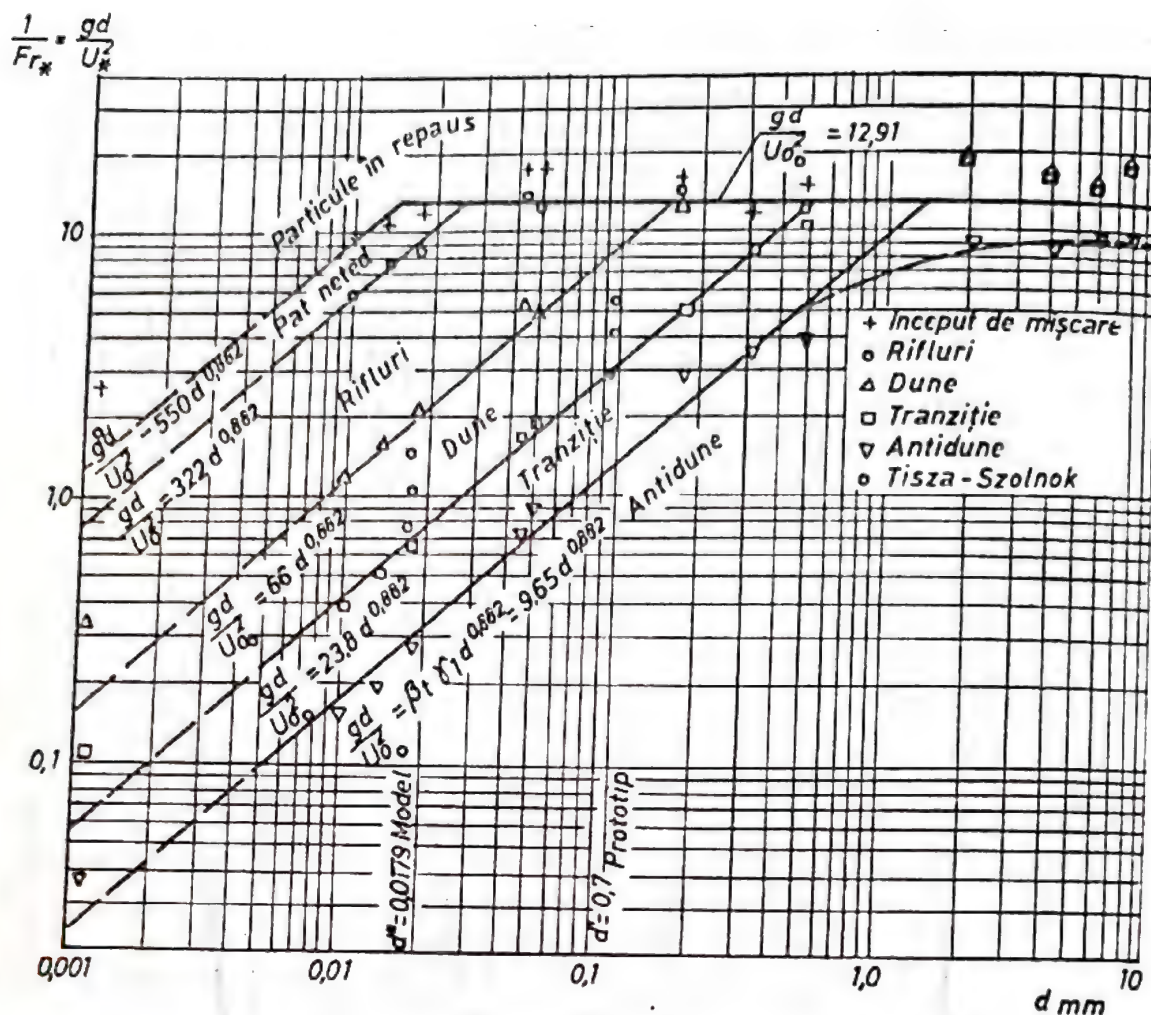


Fig. 2.9 — Microformațiunile morfologice din albie (după B o g a r d i)

Rezultă că riflurile și dunele se formează pentru valori  $\sqrt{Fr} < 0,4 - 0,6$ , iar antidunele — pentru valori  $\sqrt{Fr} > 1$ .

Interesant este și graficul construit de B o g a r d i [4], privind microformațiunile morfologice în albie (fig. 2.9).

Parametrii aleși de B o g a r d i diferă de cei aleși de G a r d e și A l b e r t s o n.

### 3. Elemente privind dinamica albiilor râurilor (Teoria regimului)

Albiile râurilor sînt într-o evoluție continuă sub acțiunea curen-  
tului de apă. Curentul de apă, caracterizat printr-un anumit regim  
de curgere, își croiește singur albia, ca traseu, formă și dimensiuni.  
La rîndul ei, albia rîului, prin geometria sa, acționează asupra cine-  
măticii curentului, dîndu-i o anumită structură, corespunzătoare  
formeii pe care o are la momentul respectiv. Acest proces, numit  
*proces de albie*, se petrece continuu, cu intensitate mai mare sau  
mai mică, în funcție de intensitatea factorilor climatici care deter-  
mină regimul scurgerii lichide (în principal precipitațiile și tem-  
peratura) și de caracteristicile geofizice ale terenului pe care are  
loc scurgerea (relieful, structura geotehnică, vegetația ș.a.).

Observațiile și măsurătorile efectuate au arătat că între para-  
metri hidraulici și geometrici ai albiilor formate într-un pat aluvio-  
nar și relativ stabilizate, există anumite legături de corelație numite  
relații morfometrice.

Relațiile morfometrice prezintă o deosebită importanță pentru  
practica hidrotehnică, întrucît ele stau la baza prognozării fenome-  
nelor morfologice și a dimensionării lucrărilor de regularizare a  
albiilor râurilor.

Deși simple, relațiile morfometrice au fost puse în evidență și  
folosite abia la sfîrșitul secolului 19 și începutul secolului 20 de  
către marii hidrotehnicieni ai vremii, printre care primul loc îl  
ocupă *F a r g u e* în Franța, *L o h t i n* și *L e l i a v s k i* în  
Rusia, *K e n n e d y*, *L i n d l e y* și *L a c e y* în Anglia ș.a.  
Ulterior, studiul proceselor de albie și stabilirea de relații morfo-  
metrice au devenit o preocupare sistematică pentru majoritatea  
cercetătorilor în domeniul hidraulicii și hidrologiei râurilor.

Dar pînă în prezent calea de obținere a relațiilor morfometrice  
a fost pur empirică și a constat în prelucrarea directă a datelor din  
observații și măsurători prin construirea de corelații. Nu există  
o teorie care să explice fenomenul formării albiilor râurilor într-un  
pat aluvionar, deși în unele publicații de specialitate empirismul



cu care sînt obținute relațiile morfometrice poartă numele de „teoria regimului”.

În cele ce urmează, relațiile morfometrice, caracteristice albiilor râurilor, vor fi deduse prin aplicarea principiului disipării minime a energiei curentului, sau al principiului debitului maxim.

Primul care a sugerat ideea aplicării principiului disipării minime a energiei curentului la studiul proceselor de albie a fost V e l i k a n o v [49], dar ideea a rămas nefructificată atît timp cît nu s-au găsit expresiile analitice ale acestui principiu.

### 3.1. Profilul longitudinal al albiilor râurilor

În lungul râului, acțiunea curentului de erodare a patului albiei se manifestă diferit, datorită vitezei medii diferite pe care o are. Pe cursul superior, unde panta curgerii este mare și în consecință și viteza curentului este mare, există tendința de adîncire a albiei, în schimb pe cursul inferior, unde panta este mică, există tendința de depunere a aluviunilor transportate — și deci de ridicare a patului albiei. Numai pe cursul mijlociu se constată o oarecare tendință a râului de a-și menține la aceeași cotă patul albiei (fig. 3.1).

#### 3.1.1. Criteriul de stabilitate locală

Stabilitatea locală a profilului longitudinal al albiei râului se obține în acele secțiuni în care efortul de antrenare a aluviunilor

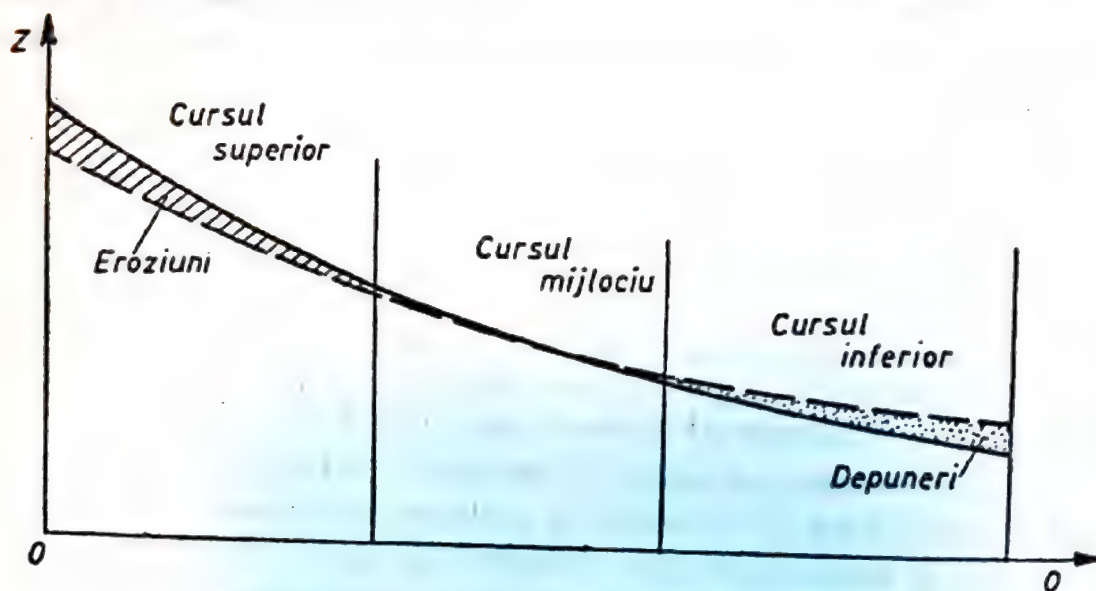


Fig. 3.1 — Profilul longitudinal al albiei râurilor:  
— la momentul  $t_1$ ; - - - la momentul  $t_2$  ( $t_2 > t_1$ )

de către curent se găsește într-un anumit raport față de efortul critic de antrenare a aluviunilor. Pentru a găsi acest raport, se apelează la ecuația debitului solid tîrît, întrucît fenomenele de coborîre sau de ridicare a patului albiei sînt influențate în special de transportul prin tîrîre al aluviunilor. În acest scop, se acceptă formula lui Meyer-Peter, care, după părerea noastră, exprimă cel mai corect influența diversilor factori asupra mărimii debitului solid.

Avem ecuația debitului solid tîrît:

$$P = \left( \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right)^{1/2} (gd)^{1/2} \gamma dB \left[ \left( \frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \frac{\gamma hi}{(\gamma_s - \gamma) d} - 0,047 \right]^{3/2} \quad (3.1)$$

și ecuația debitului lichid:

$$Q = \frac{B h^{5/3} \sqrt{i}}{n} \quad (3.2)$$

(Notațiile au fost explicate în capitolul 2).

Debitul lichid,  $(Q)$  în relația (3.2), ca de altfel în toate relațiile morfometrice care urmează, reprezintă *debitul de formare* a albiei. Sînt multe moduri de a defini debitul de formare a albiei. Prin debit de formare a albiei noi vom înțelege în regim hidrologic natural al riului *debitul care modelează albia minoră* și care constituie, de fapt, media în timp a valorilor debitului cu acțiune de erodare sau de depunere a aluviunilor.

Dacă energia disponibilă curentului este mai mare decît energia necesară transportării debitului solid tîrît  $(P)$ , venit din amonte, pe sectorul considerat se vor produce eroziuni și prin urmare fundul albiei va coborî. Invers, dacă energia disponibilă a curentului este mai mică decît energia necesară transportării debitului solid tîrît  $(P)$ , venit din amonte, se vor produce depuneri de aluviuni.

Prin urmare *sectorul considerat se găsește în echilibru dacă debitul solid tîrît  $(P)$  este maxim, la o capacitate de transport dată a curentului*. Se poate astfel scrie:

$$\frac{\partial P}{\partial h} = 0 \quad (3.3)$$

Înlocuind lățimea  $B$  din (3.1) cu expresia  $B = \frac{Qn}{h^{5/3} \sqrt{i}}$  din (3.2)

și calculînd derivata (3.3), se obține:

$$\frac{\tau}{\tau_{cr}} = 10 \quad (3.4)$$

unde:

$$\tau = \gamma hi \text{ și } \tau_{cr} = 0,047 (\gamma_s - \gamma) \left( \frac{k_r}{k_s} \right)^{3/2} d \quad (3.5)$$



Așadar, criteriul de stabilitate locală a albiilor râurilor devine:

$$\tau \simeq 10 \tau_{cr} - \text{alpii stabile} \quad (3.6)$$

$$\tau \neq 10 \tau_{cr} - \text{alpii instabile} \quad (3.7)$$

Pentru  $\tau > 10 \tau_{cr}$  este posibilă coborîrea patului albiei, pentru  $\tau < 10 \tau_{cr}$  este posibilă ridicarea patului albiei. Dacă se fac aproximațiile <sup>[1]</sup>, <sup>[12]</sup>:  $\lambda_{cr} \sim d^{1/4}$  și  $\lambda \sim \Delta^{1/4}$ ,  $\Delta \simeq (20-80) d$ ,

unde:

$d$  este diametrul aluviunilor;

$\Delta$  — înălțimea riflurilor sau dunelor;

$\lambda_{cr}$  — coeficientul de pierdere de sarcină pentru viteza critică de antrenare a aluviunilor;

$\lambda$  — coeficientul de pierdere de sarcină pentru viteza de echilibru morfologic, relațiile (3.6) și (3.7) devin:

— pentru alpii stabile:

$$v \simeq 2 v_{cr} \quad (3.8)$$

— pentru alpii instabile:

$$v \neq 2 v_{cr} \quad (3.9)$$

Viteza critică de antrenare a aluviunilor se determină cu relația (2.5).

### 3.1.2. Criteriul de stabilitate generală

Se presupune că pe traseul de lungime  $l$  al unei alpii de râu de la cota  $z_1$  la cota  $z_2$ , debitul râului crește de la valoarea  $Q_1$  la valoarea  $Q_2$  (fig. 3.2).

Considerînd cele două puncte de capăt fixe, se admite următorul principiu variațional:

*Profilul longitudinal al albiei tinde către acea formă care corespunde energiei minime consumate de curent în unitatea de timp pe traseul de la  $z_1$  la  $z_2$ .*

Energia consumată de curent are expresia:

$$E = \int_0^l \gamma Q \frac{dz}{dx} dx \quad (3.10)$$

Minimul expresiei  $E$  cu condiția suplimentară:

$$\int_0^l \frac{dz}{dx} dx = \Delta z = \text{constant} \quad (3.11)$$

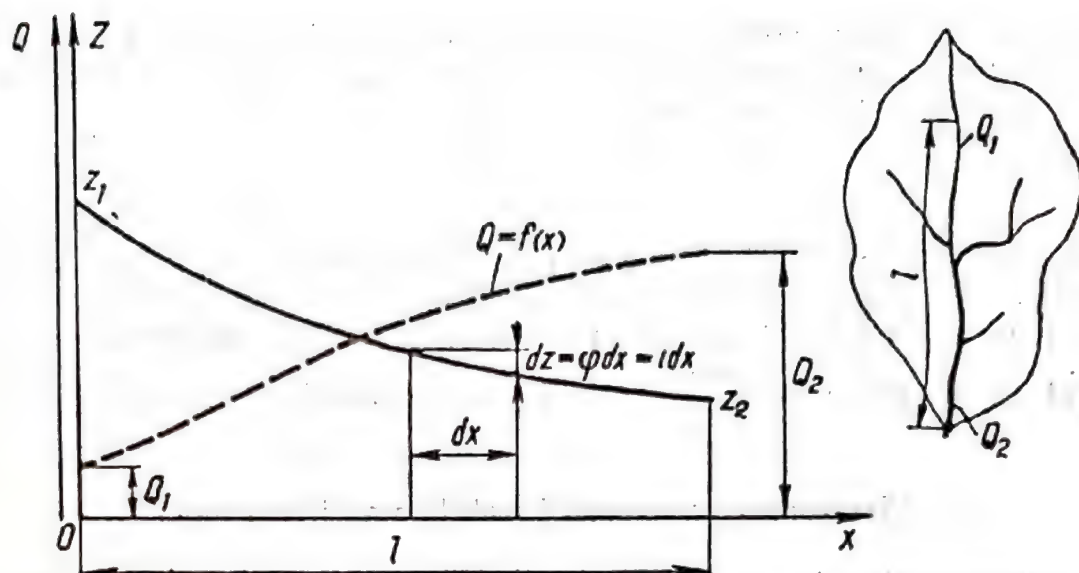


Fig. 3.2 — Variația debitului și a pantei în lungul râului

conduce la relația morfometrică:

$$Q = \frac{\text{const.}}{i \left(1 + \frac{i^2}{2}\right)} - \frac{\mu}{\gamma} \quad (3.12)$$

unde:

$\mu$  se determină din relația (3.11).

Într-adevăr, notînd  $Q = f(x)$  și  $i = \varphi(f)$ , problema se reduce la determinarea minimului funcționalei:

$$E_0 = \int_0^l \left[ \gamma f \cdot \varphi(f) + \mu \cdot \varphi(f) \right] dx$$

respectiv la găsirea ecuației lui Euler

$$\varphi + (\mu + f) \varphi' = 0$$

care este de forma:

$$\varphi = \frac{\text{const.}}{f + \mu/\gamma}$$

Dacă  $Q = Q_1 + qx$ ,  
unde:

$q$  este debitul specific pe lungime, cu care crește din amonte spre aval debitul  $Q$ , pentru constanta  $\mu$  obținem valoarea:

$$\frac{\mu}{\gamma} = Q_1 - \frac{ql}{e^{\frac{\text{const.}}{Q_1 + \mu/\gamma}} - 1} \quad (3.13)$$



Relația (3.12) constituie o limită asimptotică către care tinde profilul longitudinal al albiei râurilor. Prin prelucrări statistice s-au propus relații de forma:

$$Q = \frac{\text{const.}}{i^n} \quad (3.14)$$

unde:  $n < 1$ . Astfel, R i b k i n [49] găsește  $n=0,35$ , B i r o t [10]  $n=0,7$ , L e o p o l d și M a d d o r k [10] obțin  $n=0,49-0,95$  iar E m m e t t și L e o p o l d consideră că la limită  $n=1$ . Dar o relație de forma  $Q = \frac{\text{const.}}{i}$  este un caz particular al relației (3.12).

### 3.2. Secțiunea transversală stabilă a albiilor râurilor

Rezultatele observațiilor și măsurărilor au pus în evidență faptul că pe măsură ce debitul de formare a albiei crește, raportul între adâncimea medie  $h$  și lățimea  $B$  a albiei scade. Variația raportului  $\frac{B}{h}$  cu variația debitului de formare se datorește repartiției neuniforme a forței de frecare, respectiv a forței de antrenare a aluviunilor pe perimetrul ud. Fie  $v$  — viteza medie a curentului,  $B$  — lățimea albiei și  $h$  — adâncimea medie (fig. 3.3). La un debit dat,  $Q$ , oricare ar fi forma albiei, ecuația de continuitate va fi:

$$v B h = Q \quad (3.15)$$

Ținând seama de relația morfometrică:

$$v = 2 v_{cr} = k_0 \sqrt{g d^{0,5-m}} h^m \quad (3.16)$$

ecuația (3.15) devine:

$$B h^{1+m} = \frac{Q}{k_0 \sqrt{g} \cdot d^{0,5-m}} = c Q \quad (3.17)$$

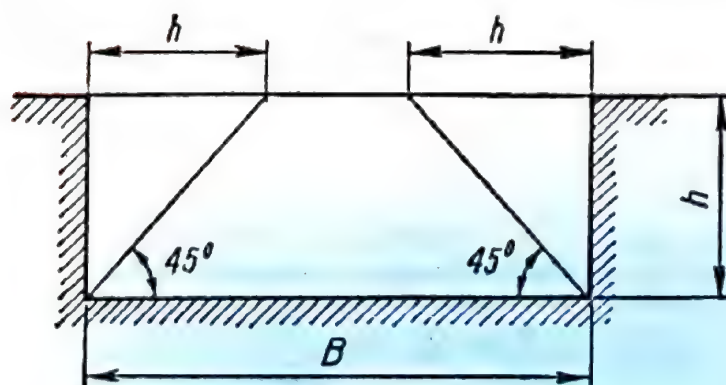


Fig. 3.3 — Secțiunea transversală printr-o albie schematizată

Relația (3.17) pentru  $m = \frac{1}{4} - \frac{1}{6}$  concordă cu detele rezultate din măsurători. După L a n g b e i n [31]  $h \sim Q^{0,37}$ ,  $B \sim Q^{0,53}$  de unde  $Bh^{1+m} = cQ^{0,961-0,992}$ ; după V e l i k a n o v [49]  $h \sim Q^{0,27}$ ,  $B \sim Q^{0,53}$ , de unde  $Bh^{1+m} = cQ^{0,845-0,808}$ ; după S i m o n s și A l b e r t-son [47]  $h \sim Q^{0,361}$ ,  $B \sim Q^{0,512}$ , de unde  $Bh^{1+m} = cQ^{0,931-0,963}$ .

Pentru rezolvarea completă a problemei mai este necesară o relație morfometrică. În acest scop considerăm următorul principiu variațional:

*Lucrul mecanic al forțelor de frecare pe unitatea de lungime de albie și în unitatea de timp are o valoare minimă.*

$$L = (2 \tau_p h + \tau_f B) v \quad (3.18)$$

unde:

$$\tau_p = \gamma \lambda_p \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (3.19)$$

$$\tau_f = \gamma \lambda_f \frac{v^2}{2g} \quad (3.20)$$

sînt:

expresiile eforturilor de frecare pe perete și pe fundul albiei (considerată cu secțiune dreptunghiulară);  
 $\lambda_f$  și  $\lambda_p$  coeficienții de rezistență;  
 $v$  — viteza medie a curentului.

Pentru  $\lambda_p$  și  $\lambda_f$  s-au adoptat relațiile:

$$\lambda_p = a \left( \frac{d}{h} \right)^{\frac{1}{4} - \frac{1}{6}} = a \left( \frac{d}{h} \right)^m \quad (3.21)$$

$$\lambda_f = \frac{v^2}{gh} \left( 1 - \frac{v_{cr}}{v} \right) \cdot \varphi \left( \frac{d}{h} \right) + a \left( \frac{d}{h} \right)^m \simeq \frac{v^2}{gh} \left( 1 - \frac{v_{cr}}{v} \right) \cdot \varphi \left( \frac{d}{h} \right) \quad (3.22)$$

unde:

$a$  este o constantă;

iar  $\varphi \left( \frac{d}{h} \right)$  — o funcție de rugozitate relativă, pe care într-o primă aproximație, o considerăm constantă.

Următoarele considerații au stat la baza adoptării unei relații pentru  $\lambda_f$  de tip (3.22):

Numărul  $F_r = \frac{v^2}{gh}$  este un criteriu determinant în mișcarea aluviunilor și în formarea microreliefului fundului albiilor (deci și a



rugozității fundului albiei) fapt pus în evidență de G a r d e A l b e r t s o n [11], precum și de Z n a m e n s k a i a [53].

Dacă în ecuația debitului solid tîrît specific,  $p = \frac{P}{B}$ , a lui M e y e r - P e t e r se ține seama de faptul că  $p \sim v^4$ , pus în evidență de V e l i n k a n o v [49], L e v i [33], G o n c e a r o v [12] ș.a. și de faptul că pentru  $\sqrt{Fr} < 0,6$  raportul

$$\left(\frac{k_r}{k_s}\right) \sim v, \text{ rezultă } \tau \sim v^4, \text{ respectiv } \lambda \sim v^2.$$

— Relațiile morfometrice între pantă și viteză a curentului stabilite de S i m o n s și A l b e r t s o n [47] cu datele din măsurători pe canalele din India și S.U.A. au forma  $v \sim (h^2 i)^{0,28-0,33}$ , deci foarte apropiate de forma  $v \sim (h^2 i)^{0,25}$ . Prin urmare  $\lambda \sim \frac{v^2}{gh}$ .

— Experiențele efectuate de autor [16] în curenți de aer sub presiune pe modele de albie în formare, au pus în evidență  $\lambda \sim v^2$ , îndată ce  $v > v_{cr}$ .

— Exprimînd lățimea  $B$  în funcție de adîncimea  $h$  din relația (3.17) și ținînd seama de (3.21) și (3.22), în cele din urmă problema se reduce la calculul minimului funcției:

$$L = k_1 \left(\frac{d}{h}\right)^m h^{1+3m} + k_2 \frac{Q}{d^2 \sqrt{gh}} d^{3-m} h^{4m-2} \quad (3.23)$$

unde:  $k_1$  și  $k_2$  sînt niște constante. Notînd  $Fr = \frac{Q^2}{d^2 \sqrt{gd}}$ , condiția  $\frac{\partial L}{\partial h} = 0$ , ne conduce la relațiile:

$$\frac{h}{d} = k_h \left( \frac{1-2m}{1+2m} \cdot Fr \right)^{\frac{1}{3-2m}} \quad (3.24)$$

$$\frac{B}{d} = k_B \left( \frac{1+2m}{1-2m} \right)^{\frac{1+m}{3+2m}} \cdot Fr^{\frac{2-3m}{3-2m}} \quad (3.25)$$

$$\frac{v}{(gd)^{1/2}} = k_v \left( \frac{1-2m}{1+2m} \cdot Fr \right)^{\frac{m}{3-2m}} \quad (3.26)$$

unde  $k_h$ ,  $k_B$  și  $k_v$  sînt niște constante. Pentru  $m = \frac{1}{4}$ ,

$$h \sim Q^{0,4}, B \sim Q^{0,5} \text{ și } v \sim Q^{0,10} \quad (3.27)$$

$$\text{Pentru } m = \frac{1}{6}; h \sim Q^{0,375}; B \sim Q^{0,562} \text{ și } v \sim Q^{0,00625} \quad (3.28)$$

Aceste relații concordă foarte bine cu datele obținute din măsurători și observații în albiile riurilor. Din (3.24) și (3.25) rezultă:

$$\frac{B^{\frac{1}{2-3m}}}{h} = k_r \left( \frac{1+2m}{1-2m} \right)^{\frac{1}{2-3m}} \frac{1}{d^{\frac{1-3m}{2-3m}}} = K(d) \quad (3.29)$$

adică o relație de tip A l t u n i n. Pentru  $m = \frac{1}{6}$  se obține:

$$\frac{B^{\frac{2}{3}}}{h} = K(d) \quad (3.30)$$

iar pentru  $m = \frac{1}{4}$ :

$$\frac{B^{\frac{4}{5}}}{h} = K(d) \quad (3.31)$$

Forma secțiunilor transversale a albiilor riurilor prezintă variații mari de la un sector la altul. În sectoare rectilinii se poate obține ecuația unei forme idealizate a secțiunii transversale, pornind de la condiția de echilibru a particulelor solide pe taluzul secțiunii. Pentru urmărirea mai ușoară a raționamentului, se consideră întâi o secțiune de formă trapezoidală, avînd taluzul înclinat sub un unghi  $\Phi$  față de bază (fig. 3.4, a).

Asupra unei particule solide de greutate  $G$ , situată pe taluz acționează următoarele forțe:

—  $G \sin \Phi$  — componenta în planul taluzului a forței de greutate;

$a\tau_t$  — forța tangențială de antrenare de către curent,

unde:

$a$  este suprafața particulei în planul taluzului;

$\tau_t$  — efortul unitar de antrenare;

$G \cos \Phi \operatorname{tg} \theta$  — forța de rezistență ( $\theta$  — unghiul de frecare internă).

Rezultanta forțelor  $G \sin \Phi$  și  $a\tau_t$  are expresia

$$R = \sqrt{G^2 \sin^2 \Phi + a^2 \tau_t^2} \quad (3.32)$$



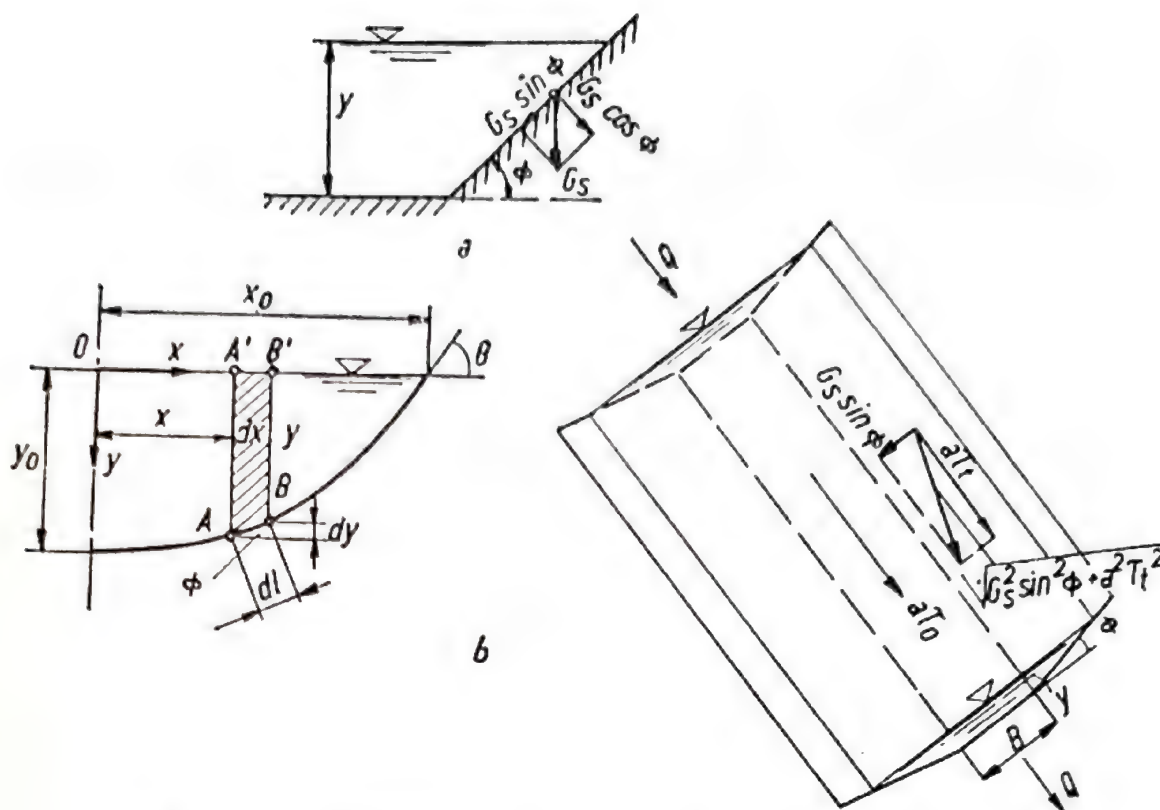


Fig. 3.4 — Echilibrul particulei solide pe taluzul albiei:  
a — taluz cu pantă constantă; b — taluz cu pantă variabilă

iar condiția de echilibru devine:

$$G \cos \Phi \operatorname{tg} \theta = \sqrt{G^2 \sin^2 \Phi + a^2 \tau_t^2} \quad (3.33)$$

de unde:

$$\tau_t = \frac{G}{a} \cos \Phi \operatorname{tg} \theta \sqrt{1 - \operatorname{tg}^2 \Phi / \operatorname{tg}^2 \theta} \quad (3.34)$$

Pentru  $\Phi = 0$  (pe fundul albiei)

$$\tau_0 = \frac{G}{a} \operatorname{tg} \theta \quad (3.35)$$

Prin urmare, în locul relației (3.34) se poate scrie:

$$\tau_t = \tau_0 \cos \Phi \sqrt{1 - \operatorname{tg}^2 \Phi / \operatorname{tg}^2 \theta} \quad (3.36)$$

Să considerăm apoi o secțiune de râu, al cărei taluz are o variație continuă (fig. 3.4. b). Relația (3.36) este valabilă și în acest caz, numai că unghiul  $\Phi$  este variabil în lungul axului  $x$ , avînd valori cuprinse între  $\Phi = 0$  pentru  $x = 0$  ( $y = y_0$ ) și  $\Phi = \theta$  pentru  $x = \frac{B}{2}$  ( $y = 0$ ), unde  $B$  este lățimea albiei minore.

Efortul unitar  $\tau_t$  mai poate fi exprimat și în funcție de caracteristicile curentului. În acest scop să delimităm o fișie  $AB$  de lățime  $dx$ . Pe această fișie forța de frecare pe unitatea de lungime a albiei are expresia:

$$dT = \gamma y i dx \quad (3.37)$$

unde:

- $i$  este panta suprafeței libere a curentului;
- $y$  — adâncimea față de suprafața liberă;
- $\gamma$  — greutatea specifică a apei

Forța  $dT$  acționează pe suprafața  $1 \cdot dl = \sqrt{dx^2 + dy^2}$ . Efortul unitar tangențial rezultă:

$$\tau_t = \frac{dT}{dl} = \gamma y i \frac{dx}{dl} = \gamma y i \cos \Phi \quad (3.38)$$

Pentru  $x=0$  avem  $\Phi=0$ ,  $y=y_0$  și

$$\tau_0 = \gamma y_0 i \quad (3.39)$$

Relația (3.36) mai poate fi scrisă:

$$\tau_t = \gamma y_0 i \cos \Phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \Phi}{\tan^2 \theta}} \quad (3.40)$$

Egalînd (3.40) cu (3.38), se obține:

$$\gamma y i \cos \Phi = \gamma y_0 i \cos \Phi \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \Phi}{\tan^2 \theta}}$$

de unde, înlocuind  $\tan \Phi = \frac{dy}{dx}$ , rezultă:

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \frac{y^2}{y_0^2} \tan^2 \theta = \tan^2 \theta \quad (3.41)$$

Soluția acestei ecuații diferențiale este tocmai ecuația formei secțiunii transversale:

$$y = y_0 \cos \left( \frac{\tan \theta}{y_0} x \right) \quad (3.42)$$

Prin urmare, forma secțiunii transversale corespunde unei cosinusoide.

Deficiența principală a formulei (3.42) constă în faptul că nu reflectă fizica procesului de formare a albiei descris de relații de tip (3.17) sau (3.29).

Într-adevăr, din relația (3.42) se obține:

$$\cos \left( \frac{\tan \theta}{y_0} \cdot \frac{B}{2} \right) = 0 \quad \text{sau} \quad B = \frac{\pi y_0}{\tan \theta} \quad (3.43)$$



$$\text{și } \omega = 2 \int_0^{\frac{B}{2}} y dx = 2 y_0 \int_0^{\frac{B}{2}} \cos \left( \frac{\operatorname{tg} \theta}{y_0} x \right) dx = 2 \frac{y_0^2}{\operatorname{tg} \theta} \sin \left( \frac{B}{2 y_0} \operatorname{tg} \theta \right)$$

Ținând seama de (3.43), rezultă:

$$\omega = 2 \frac{y_0^2}{\operatorname{tg} \theta}; \quad h = \frac{\omega}{B} = \frac{2}{\pi} y_0 \quad (3.44)$$

$$\frac{B}{h} = \frac{\pi^2}{2 \operatorname{tg} \theta} = \text{const.} \quad (3.45)$$

În timp ce după toate datele din măsurători lățimea albiei nu crește proporțional cu adâncimea medie, ci cu adâncimea medie la o putere supraunitară (această observație este valabilă în egală măsură și în ceea ce privește relațiile morfometrice obținute de H e n d e r s o n [25] care utilizând expresia (3.42) a ajuns la relații de tip (3.45)).

Albiile riurilor se formează în domeniul valorilor  $v > v_{cr}$ , respectiv  $\tau > \tau_{cr}$ , iar microrelieful de pe fundul albiilor nu mai dă dreptul să se scrie relația (3.33).

În coturi, secțiunea transversală a albiei se deformează, adâncimea medie crește, iar adâncimea maximă se realizează lângă malul concav (fig. 3.5).

Între adâncimea medie ( $h_c$ ) în coturi și adâncimea medie ( $h$ ) în aliniament, există relația stabilită de B o u s s i n e s q și precizată de A l t u n i n [2]:

$$h_c = h \left( 1 + \sigma \left( \frac{B}{r} \right)^{1/2} \right) \quad (3.46)$$

unde:

$r$  este raza de curbură;

$\sigma$  — un coeficient morfometric ale cărui valori se pot lua din tabelul 3.1.

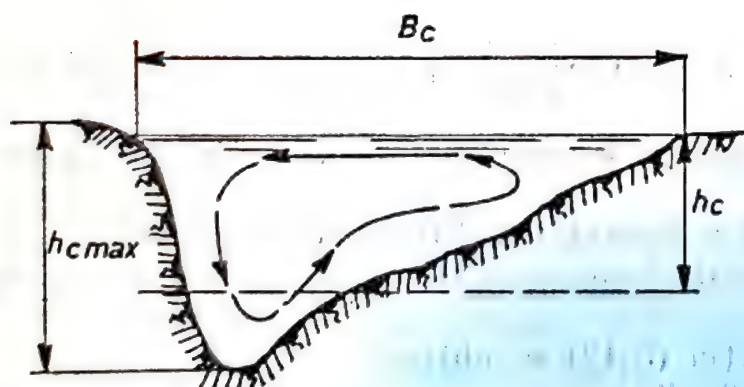


Fig. 3.5 — Secțiunea transversală a albiei în coturi

Între adâncimea maximă  $h_{c \max}$  în coturi și adâncimea medie în aliniament se poate admite o relație de proporționalitate:

$$h_{c \max} = C_\sigma h \quad (3.47)$$

unde:

$C_\sigma$  — se determină cu ajutorul tabelului 3.1.

Tabelul 3.1

Valorile coeficienților  $\sigma$  și  $C_\sigma$  (după Altunin)

$\frac{r}{B}$	6	5	4	3	2	1,5
$\sigma$	0,60	0,60	0,65	0,75	0,85	2,0
$C_\sigma$	1,48	1,84	2,20	2,57	3,0	—

Cercetările efectuate de autor au condus la concluzia că între aria secțiunii de scurgere în aliniament și aria secțiunii de scurgere  $\omega_c$  în coturi există o relație morfometrică simplă:

$$\omega = \omega_c \quad (3.48)$$

explicabilă prin aceea că, în coturi lățimea albiei este mai mică decât în aliniament.

### 3.3. Traseul stabil al albiilor râurilor

Toate observațiile și măsurătorile efectuate pînă în prezent au pus în evidență faptul că traseul relativ al albiilor râurilor formate într-un pat aluvionar este cel meandrat.

Se poate arăta că pornind de la ecuațiile hidraulicii și de la unele relații morfometrice, traseul meandrat al albiilor râurilor corespunde *principiului energiei disipate minime sau principiului debitului maxim* [15], [16].

Se presupune că în sectorul de râu de lungime  $\Delta l_0$ , măsurată pe direcția generală a curentului, se menține o cădere de nivel  $\Delta z_0$  corespunzătoare diferenței de nivel de la capetele sectorului (fig. 3.6.)

Debitul  $Q_0$  care poate să curgă în lungul acestui sector, însă într-o albie rectilinie, este dat de formula:

$$Q_0 = \frac{\omega}{n} h^{2/3} i_0^{1/2} \quad (3.49)$$

unde:  $i_0 = \frac{\Delta z_0}{\Delta l_0}$  este panta medie;  $n$  — coeficientul de rugozitate.

În cazul unei alpii meandrate, schematizate

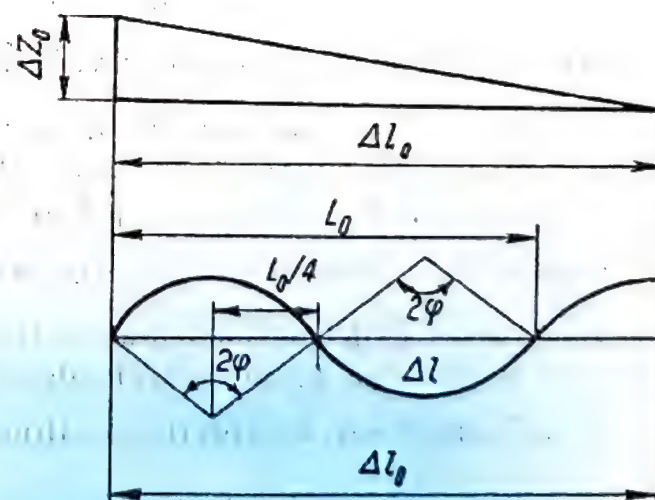


Fig. 3.6 — Schema meandrelor albiei unui râu



cu ajutorul unor arce de cerc ca în figura 3.6, debitul capabil să curgă prin această albie poate fi calculat cu ajutorul formulei:

$$Q = \frac{\omega c}{n} h_0^{2/3} \cdot l^{1/2} \quad (3.50)$$

sau ținînd seama de (3.46) și (3.48):

$$Q = \frac{\omega}{n} h^{2/3} \left( 1 + \sigma \sqrt{\frac{B}{r}} \right)^{2/3} \sqrt{\frac{\Delta z}{\Delta l}} \quad (3.51)$$

unde:  $\Delta l$  este lungimea traseului meandrat al albiei. Notînd cu  $2\varphi$  unghiul la centru, corespunzător arcului de lungime  $\frac{L}{2}$  și admițînd că între pasul meandrelor  $L$  și lățimea albiei  $B$  există o relație de tipul:

$$L = c B \quad (3.52)$$

unde:  $c$  are o valoare relativ constantă ( $c=10-12$ ), relația (3.51) devine:

$$Q = Q_0 (1 + a_0 \sqrt{\sin \varphi})^{2/3} \sqrt{\frac{\sin \varphi}{\varphi}} \quad (3.53)$$

cu  $a_0 = \sigma \sqrt{c}$ .

Relația 3.53 ne arată că debitul maxim se obține nu pentru valoarea  $\varphi=0$ , pentru care  $Q=Q_0$  (albie rectilinie), ci pentru valoarea  $\varphi=\tilde{\varphi}>0$  (albie meandrată) rezultată din ecuația:

$$\frac{dQ}{d\varphi} = 0 \quad (3.54)$$

Calcululele conduc la o valoare medie  $\tilde{\varphi}=0,60$  și o valoare a raportului:

$$\frac{r}{B} = 5-6 \quad (3.55)$$

Atît valoarea  $\tilde{\varphi}=0,60$ , cît și valoarea  $\frac{r}{B}=5-6$  sînt în concordanță satisfăcătoare cu valorile obținute de unii cercetători pe bază de măsurători pe râurile cu albie relativ stabilă. În particular, **Altunin și Buzunov** [2], pe baza măsurărilor efectuate pe râurile din Asia Centrală, recomandă valorile  $\frac{r}{B}=3,5-7$ . **Rozovski** [43], pe baza măsurărilor efectuate pe râurile din Ucraina a găsit că pe sectoarele de albie relativ stabilă, raportul  $\frac{r}{B}$  are valorile 5-6. Pe râurile cu albie stabilă din R.S.R., raportul  $\frac{r}{B}$ , de asemenea, are valori apropiate de 5-6.

Meandrele au tendința să se deplaseze în timp în lungul râului, chiar și la râurile cu albie relativ stabilă (fig. 3.7).

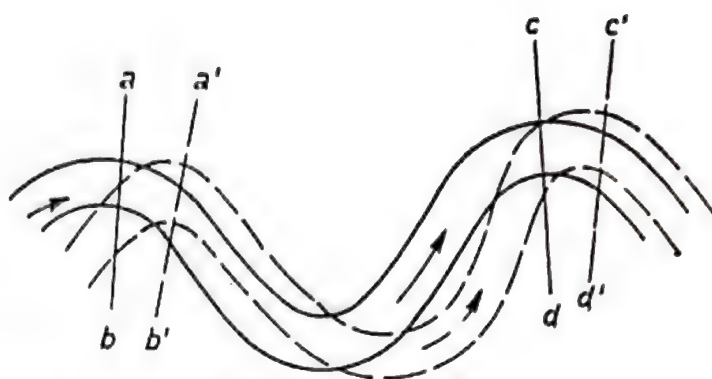


Fig. 3.7 — Deplasarea longitudinală a albiei

Aceasta se datorește faptului că acțiunea maximă de erodare a curentului este undeva în aval de vârful curbelor, unde intensitatea circulației transversale este maximă (cap. 1) și unde, de fapt și adâncimile sînt maxime. Curenții de suprafață, mai puțin încărcăți cu aluviuni, deci cu capacitate mare de erodare, au o acțiune de spălare a malului concav; pe cînd curenții de fund, încărcăți cu aluviuni, depun aceste aluviuni spre malul convex, formînd adevărate plaje. De aici concluzia că pe malul convex nu sînt necesare lucrări de consolidare sau de apărare. Totodată meandrele pe râurile cu albie instabilă au tendința să se dezvolte în timp în sensul măririi curburii și lungirii traseului. La un moment dat panta curgerii devine atît de mică, încît curentul nu mai are putere de erodare. La ape mari se poate produce străpungerea naturală a meandrelor, vechea albie devenind un braț mort (fig. 3.8).

Relațiile morfometrice prezentate în acest capitol necesită precizarea coeficienților morfometrici pe bază de măsurători pe

sectoare de albie stabilă. De exemplu, în cazul relației (3.29), foarte mult utilizată la stabilirea secțiunii stabile a albiei regularizate, dacă pentru coeficientul  $m$  se poate adopta una din valori  $m = \frac{1}{4}$  sau  $m = \frac{1}{6}$ , pentru coeficientul  $K(d)$  este necesar să se apeleze la măsurători în cîteva secțiuni și să se determine o valoare medie a raportului

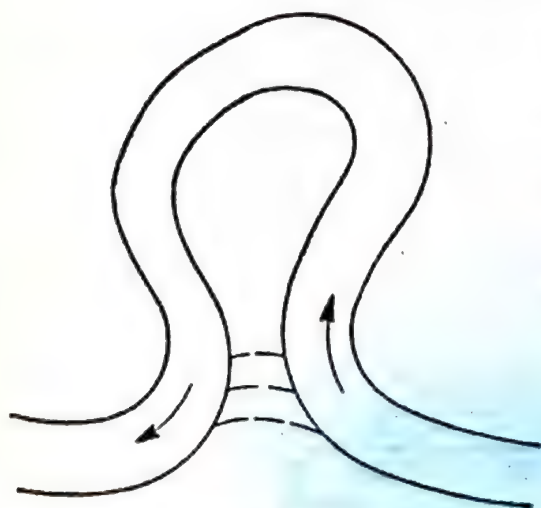


Fig. 3.8 — Străpungerea naturală a meandrelor

$$\frac{1}{B^{2-3m}h}$$



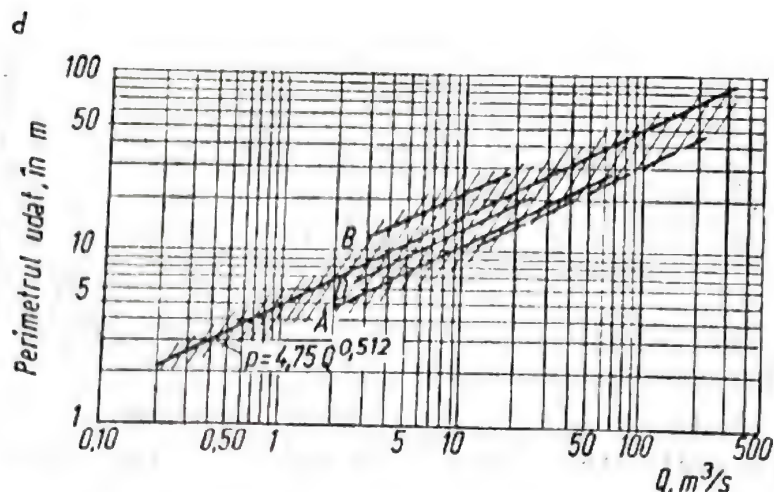


Fig. 3.9 — Diagrama perimetrului udaf în funcție de debit

### 3.4. Rezultatele unor măsurători prelucrate sub formă de relații morfometrice

Pentru exemplificare, în figurile 3.9, 3.10, 3.11 și 3.12 se prezintă relațiile morfometrice propuse recent de către S i m m o n s și A l b e r t s o n [47] [37] pe baza unui mare volum de date din măsurători efectuate pe riuri și canale din S.U.A. și pe canale din India.

Graficele au fost întocmite pentru albie cu regim lent de curgere a apei ( $F_r = \frac{v^2}{gh} < 0,1$ ) formate în următoarele condiții:

A — albie cu fundul și malurile constituite din material necoeziv, cu particule mari;

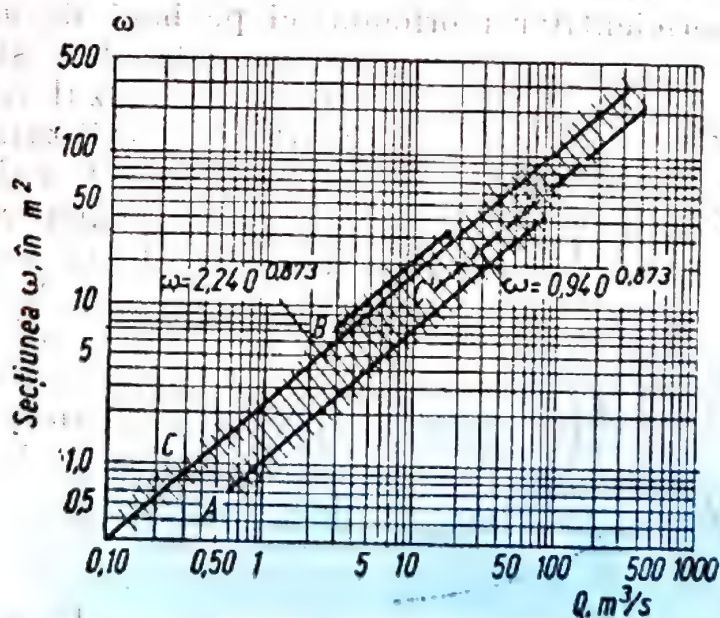


Fig. 3.10 — Diagrama razei hidraulice în funcție de debit

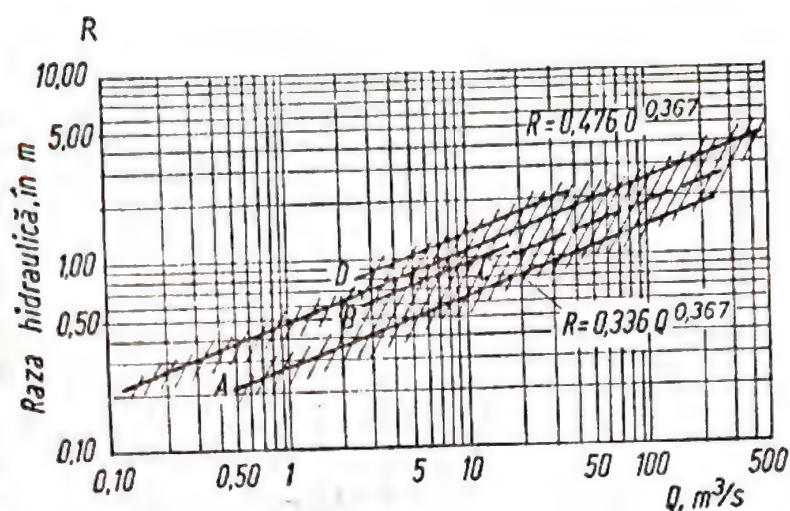


Fig. 3.11 — Diagrama secțiunii de curgere în funcție de debit.

- B — albi cu fundul și malurile din nisip;
- C — albi cu fundul din nisip și malurile din material coeziv;
- C' — albi cu fundul din nisip și malurile din material coeziv, dar cu turbiditate mare ( $\mu > 500$  mg/l);
- D — albi cu fundul și malurile din material coeziv.

În figurile 3.13 și 3.14 se prezintă graficele întocmite de V e l i k a n o v [49] privind relații morfometrice obținute pe baza datelor din laborator, folosind analiza dimensională.

Prin urmare, datele din măsurători arată existența certă a unor relații care reflectă interacțiunea dintre un curent de apă și patul mobil.

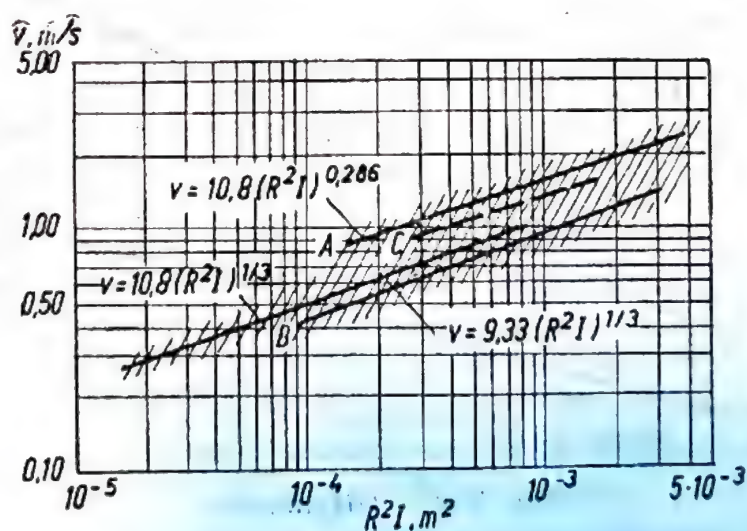


Fig. 3.12 — Diagrama vitezei medii a curentului în funcție de pantă



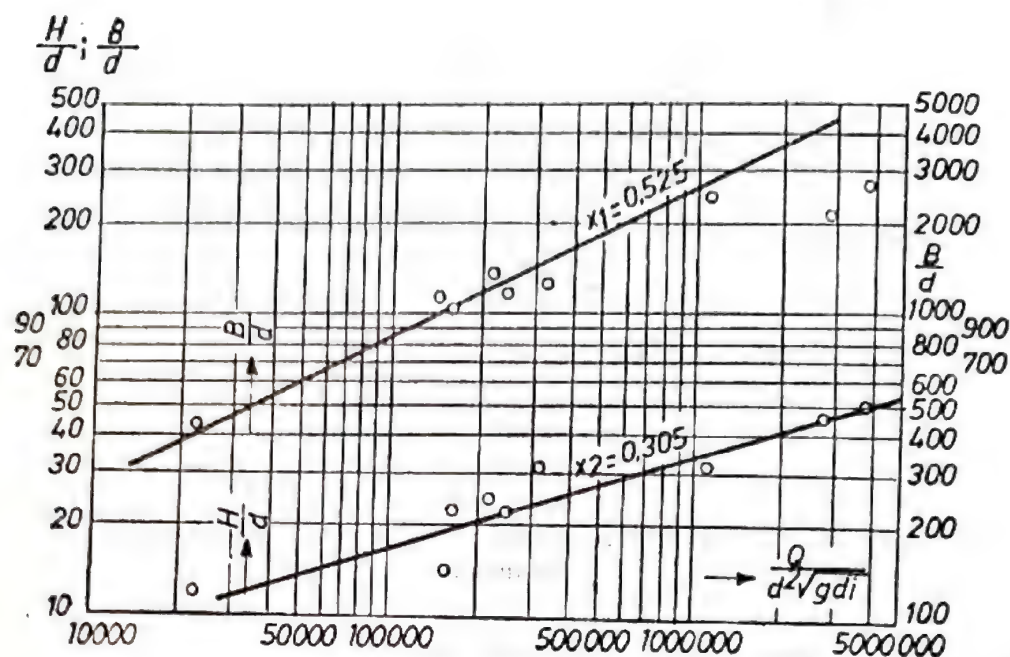


Fig. 3.13 — Diagrame:

$$\frac{B}{d} = k_1 \left( \frac{Q}{d^2 \sqrt{g d}} \right)^{x_1}; \quad \frac{H}{d} = k_2 \left( \frac{Q}{d^2 \sqrt{g d}} \right)^{x_2} \quad (\text{după experiențele efectuate de Sarașchina})$$

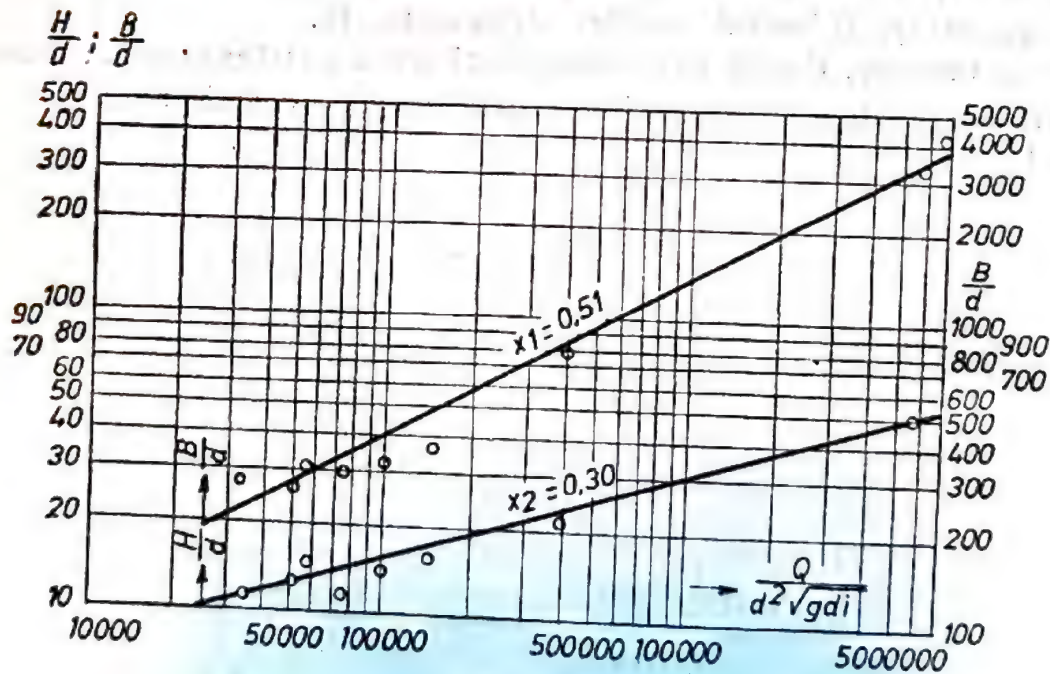


Fig. 3.14 — Diagrame:

$$\frac{B}{d} = k_1 \left( \frac{Q}{d^2 \sqrt{g d}} \right)^{x_1}; \quad \frac{H}{d} = k_2 \left( \frac{Q}{d^2 \sqrt{g d}} \right)^{x_2} \quad (\text{după experiențele efectuate de Andreev})$$

#### 4. Principii, scheme și tipuri de lucrări de regularizare și îndiguire a albiilor râurilor

##### 4.1. Probleme generale la stabilirea schemei și dimensiunilor lucrărilor de regularizare și îndiguire a albiilor râurilor

###### 4.1.1. Principii privind regularizarea albiilor râurilor

Rolul lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor (este vorba de regularizarea albiilor minore) constă, în principal, în crearea unei capacități sporite de transport al apei atât la debite mici, cât și la debite mari, în apărarea unor obiective și a terenurilor agricole împotriva acțiunii distructive a curenților, împotriva eroziunii și prăbușirii de maluri, în crearea unor condiții favorabile de curgere a apelor în zona unor construcții amplasate în albie (prize de apă, poduri etc.).

La alegerea schemei, la trasarea și dimensionarea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor trebuie respectate anumite principii, care derivă din necesitatea încadrării lucrărilor de regularizare în tendința generală de dezvoltare și de menținere a unei albie stabile. Dintre aceste principii menționăm următoarele:

— Respectarea pe cât posibil a tendinței naturale de evoluție a albiei râului, dacă această tendință nu contravine cu apărarea unor obiective din zonă și cu crearea unor condiții favorabile pentru curgerea apelor.

Încadrarea lucrărilor de regularizare în ansamblul amenajărilor prevăzute pe râul respectiv, atât în amonte, cât și în aval. Racordarea lor la lucrările existente în zonă. Tratarea unitară a lucrărilor de regularizare și a lucrărilor de îndiguire.

— Menținerea direcției curgerii apelor de viitură și a capacității de transport a apelor mari, evitarea introducerii unor rezistențe suplimentare în calea curgerii. Din acest motiv lucrările de închidere a brațelor, de stabilizare a albiei majore, se vor realiza submersibile, la cota corespunzătoare patului albiei majore.

— Adoptarea unor soluții elastice, adaptabile unor afuieri sau modificări morfologice care se pot produce în albie, fără deteriorarea sau părăsirea lucrărilor executate.



— Realizarea, pe cît posibil în etape, a lucrărilor de regularizare, urmărindu-se evoluția în timp și în spațiu a fenomenelor morfologice și evitîndu-se unele efecte nedorite.

#### 4.1.2. Îndiguirea albiilor majore ale rîurilor

În albiile majore ale rîurilor digurile au rol fie de apărare împotriva inundațiilor a obiectivelor din zonă, fie de dirijare a curenților la ape mari (diguri de dirijare la poduri, la prize și stații de pompare etc.).

La proiectarea și execuția digurilor în albiile majore ale rîurilor trebuie rezolvate următoarele probleme mai importante:

- amplasamentul și traseul digurilor;
- înălțimea digurilor;
- profilul transversal și condițiile de fundare a digurilor.

Nu este posibil să se analizeze toate aceste probleme în cadrul publicației de față. Se vor prezenta doar unele aspecte.

Important este ca lucrările de îndiguire să fie încadrate în ansamblul lucrărilor hidrotehnice pe rîul respectiv pentru combaterea inundațiilor și a excesului de umiditate (acumulări, derivații, regularizări de albie, desecări ș.a.). În mod deosebit lucrările de îndiguire trebuie analizate împreună cu lucrările de regularizare.

*Cu privire la traseul și amplasamentul digurilor.* La stabilirea amplasamentului și traseului digurilor se va avea în vedere pe de o parte necesitatea apărării unor suprafețe cît mai mari împotriva inundațiilor, pe de altă parte necesitatea asigurării unei capacități de transport a albiei corespunzătoare debitelor maxime cu asigurare de calcul și de verificare. Totodată stabilirea amplasamentului și traseului digurilor implică analiza și a condițiilor de curgere la ape mari (digurile trebuie să asigure o curgere fără desprindere de curenți și formare de vârtejuri), a condițiilor de fundare (de exemplu fundarea digurilor pe terenuri turboase sau mîloase necesită lucrări costisitoare și dificil de realizat), a posibilității de folosire a grindurilor naturale (se obțin volume mai mici de terasamente), a distanței pînă la gropile de împrumut etc. De regulă se studiază mai mult amplasamente și trasee de dig împreună cu lucrările de consolidare și regularizare albiei pe care le necesită și se alege soluția optimă din punct de vedere tehnic și economic.

*Cu privire la înălțimea digurilor.* Înălțimea digurilor este condiționată de secțiunea de curgere necesară curențului la ape mari la debitul de calcul și la debitul de verificare. La un traseu dat al digurilor și la o secțiune cunoscută a albiei minore, înălțimea digu-

rilor se stabilește prin calcule hidraulice privind curbele suprafeței libere a apei la viitură cu debit maxim cu asigurare de calcul și cu asigurare de verificare.

Dacă lungimea  $l$  a sectorului de riu îndiguit este relativ mică ( $l < vT$ ,  $v$  — viteza medie a apei în albie la debitul  $Q_{max}$  de calcul,  $T$  — durata viiturii la debitul  $Q = \frac{Q_{max}}{2}$ ) Calculele se efectuează în regim permanent. Dacă lungimea sectorului îndiguit este relativ mare ( $l > vT$ ) calculele se efectuează în regim nepermanent. Metoda de calcul a fost expusă în capitolul 1.

Cunoscând nivelul apei  $z_c$  la debitul maxim cu asigurarea de calcul și nivelul apei  $z_v$  la debitul maxim cu asigurare de verificare (inclusiv sporul de siguranță), cota la coronament a digului  $z_d$  trebuie să satisfacă relațiile:

$$z_d \geq z_c + h'_v + h_s \quad (4.1)$$

$$z_d \geq z_v \quad (4.2)$$

unde:

$h'_v$  este înălțimea de deferlare pe taluz a valului produs de vînt;

$h_s \approx 0,20$  m o înălțime de siguranță.

Înălțimea  $h'_v$  se determină conform indicațiilor în literatura de specialitate [28]. Pentru râurile din țara noastră se adoptă  $h'_v + h_s = 0,70 - 1,00$  m.

Taluzurile digurilor supuse acțiunii dinamice a curenților cu viteze mari sau acțiunii valurilor se protejează [36], [54].

*Cu privire la profilul transversal al digurilor.* Profilul transversal al digurilor este de formă poligonală, de cele mai multe ori trapezoidală și se stabilește în funcție de natura și caracteristicile materialului de construcție folosit, de caracteristicile fundației, de înălțimea coloanei de apă din fața digului, de condițiile de siguranță pe care trebuie să le îndeplinească digul, de eventual și alte funcții care i se acordă digului (de exemplu, cale de comunicație) etc. [8], [36].

#### 4.1.3. Traseul albiilor regularizate și îndiguite

La regularizarea și îndiguirea albiilor râurilor se urmărește ca traseul albiei minore și traseul digurilor din albia majoră să fie cât mai apropiate ca direcție.

Traseul albiei minore se alege respectînd în limitele acceptabile relațiile (3.52) și (3.55). Cînd traseul albiei este diferit de cel exis-



tent pe o lungime  $l > (40-50) B$ , unde  $B$  este lățimea albiei minore, noul traseu se proiectează ca în figura 4.1.

În cazul unor albiî minore puternic meandrate se va căuta să se rectifice în special meandrele dezvoltate care provoacă o rezistență foarte mare la curgerea apelor mari.

Conform relațiilor morfometrice expuse în capitolul precedent pentru albiile minore cu traseu stabil rezultă un coeficient de meandrare:

$$k = \frac{\tilde{\varphi}}{\sin \tilde{\varphi}} = \frac{0,6}{\sin 0,6} \approx 1,1 \quad (4.3)$$

valoare care nu mărește sensibil rezistența hidraulică în albie la ape mari. Menținerea traseului stabil al albiei minore meandrate ( $k \approx 1,1$ ) necesită lucrări de consolidare de volum minim, amplasate numai pe malurile concave.

Se poate accepta și un traseu rectiliniu pentru albia minoră ( $k=1,0$ ), dar în acest caz albia trebuie să fie consolidată pe ambele maluri pe toată lungimea. O albie rectilinie cu maluri neconsolidate este instabilă, la scurt timp după execuție se meandreează și, mai devreme sau mai târziu, va reclama lucrări de consolidare a malurilor în coturi.

Traseul digurilor în albia majoră urmărește, în general, direcția de curgere a apelor mari și conturul obiectivelor de apărare, respectându-se indicațiile din paragraful precedent. Distanța dig-mal

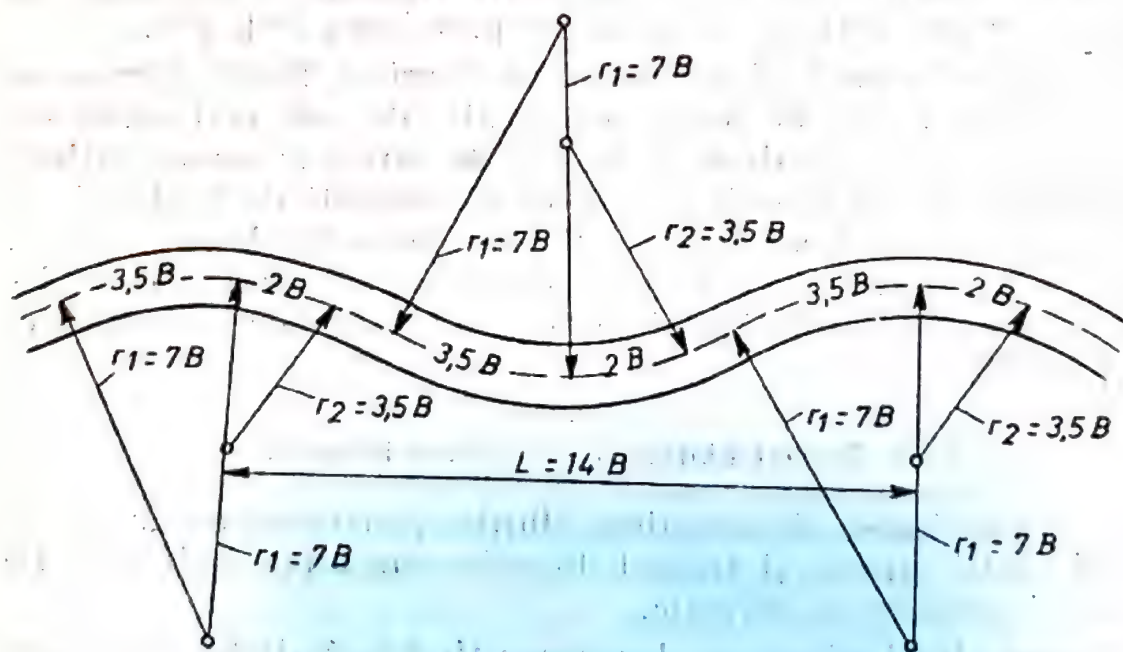


Fig. 4.1 — Traseul albiei regularizate (după Altunin)

se stabilește ținând seama atât de stabilitatea albiei și a construcțiilor de consolidare, cât și de capacitatea de transport a albiei (minore și majore) la ape mari.

#### 4.1.4. Secțiunea transversală a albiei regularizate

*Regim hidrologic natural (fără acumulări în amonte).* Secțiunea transversală a albiei minore regularizate trebuie să corespundă relațiilor morfometrice (3.14 și (3.29)

Pentru  $m = \frac{1}{6}$  se obține:

$$B h^{7/6} = \frac{Q}{2 a \sqrt{g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d^{1/3}}} = \frac{Q}{k_0 \sqrt{g} d^{1/3}} = c Q \quad (3.17)$$

$$\frac{B^{2/3}}{h} = K(d) \quad (3.30)$$

unde:  $k_0 \sqrt{g} = 8$ , pentru  $d > \frac{0,7}{1000} m$ ,  $k_0 \sqrt{g} = 9,6$ , pentru  $\frac{0,25}{1000} m < d < \frac{0,7}{1000} m$  și  $k_0 \sqrt{g} = 11,2$  pentru  $d \simeq \frac{0,20}{1000} m$ . Toate mărimile se ex-

primă în metri și secunde, iar  $K(d)$  se determină pe un sector model\*

Sistemul de ecuații (3.17) și (3.30) se rezolvă grafic, conform figurii 4.2. Se verifică apoi dacă panta locală ( $i$ ) este aproximativ egală cu panta  $i_0$ , ce rezultă din relația lui C h é z y:

$$i_0 = \frac{n^2 v^2}{h^{4/3}}$$

unde:  $n$  este coeficientul de rugozitate al albiei. Dacă  $i > i_0$ , fie se produc eroziuni pe adâncime, fie se produce meandrarea albiei, fie se divide albia râului în două sau mai multe brațe. Dacă  $i < i_0$  se produc depuneri.

În coturi adâncimea medie și maximă satisfac relațiile (3.46) și (3.47), iar aria secțiunii — relația (3.48).

În regimul natural al debitelor lichide și solide nu se recomandă să se mărească excesiv secțiunea regularizată a albiilor riurilor. Prin analiza unor sectoare de albie model se stabilesc secțiunea  $\omega$

\* În unele cazuri este posibil ca și constanta  $c$  să se determine pe sectorul de albie model.



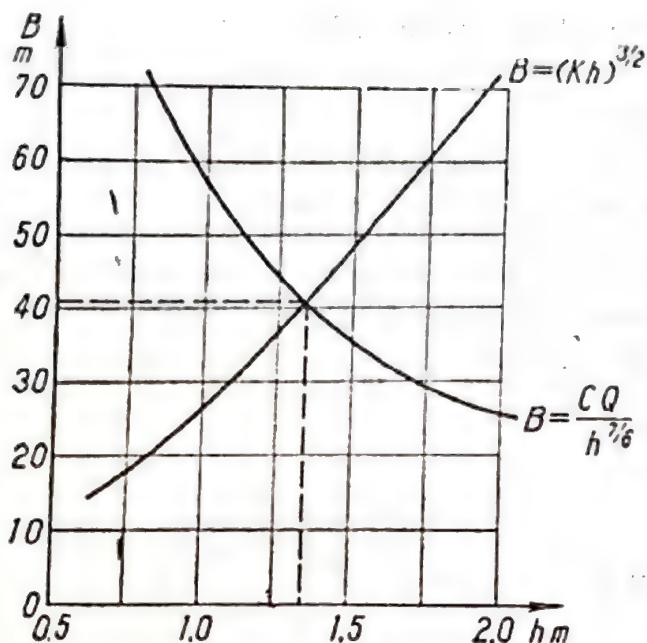


Fig. 4.2 — Soluția grafică a ecuațiilor (3.17) și (3.30)

**Exemplu de calcul.** Se cere să se determine secțiunea albiei stabile a unui râu, cu debit de formare  $Q=100 \text{ m}^3/\text{s}$ , panta albiei majore  $i \approx 0,0025$ , diametrul aluviunilor  $d_{90} \approx 10 \text{ mm}$ . Pe un sector model s-a determinat  $K(d)=8,8$ . Avem:

$$Bh^{7/6} = \frac{100}{8(0,01)^{1/3}} = 58$$

$$\frac{B^{2/3}}{h} = 8,8$$

Rezultă  $h \approx 1,35 \text{ m}$ ,  $B=41 \text{ m}$  (fig. 4.1),  $v=1,64 \text{ m/s}$ .  $i_0 = \frac{0,35^3 \cdot 1,64^3}{1,35^{4/3}} = 0,0022$ . Prin urmare se produce o ușoară meandrare a albiei.

**Regim hidrologic modificat** (acumulări și amenajări de reținere a aluviunilor în amonte). În condițiile unui regim hidrologic modificat problema principală care se pune la dimensionarea secțiunii de curgere a albiei minore regularizate este stabilirea „debitului de formare a albiei”. Dacă în bazinul hidrografic al râului respectiv în amonte de sectorul care se analizează, se realizează acumulări sau lucrări de corectare a torenților și de combatere a eroziunii solului, regimul debitelor lichide și debitelor solide va fi altul decât regimul natural.

În regim natural debitul de apă ( $Q$ ) al râului pe un sector dat are o acțiune de erodare asupra albiei, dacă debitul de aluviuni

și constantele morfometrice  $c$  și  $k$  (relațiile (3.17) și (3.30). Secțiunea albiei regularizate poate fi mărită cu 10–20% față de secțiunea medie a sectorului de albie model. Prin lucrări de regularizare panta fundului albiei se uniformizează, albia se curăță și se aduce la o secțiune uniformă. O mărire excesivă a secțiunii de curgere este greu de întreținut. Se produc depuneri de aluviuni, iar curățirea lor necesită cheltuieli mari de exploatare și întreținere.

transportate este mai mic decât capacitatea maximă de transport solid și are o acțiune de depunere de aluviuni, dacă pe sectorul respectiv capacitatea de transport solid scade sub valoarea corespunzătoare debitului de aluviuni transportate. Prin umare, dacă la același debit lichid, prin amenajări hidrotehnice în bazinul hidrografic, se reduce cantitatea de aluviuni transportate de curent, albia râului ajunge la o secțiune de echilibru morfologic mai mare decât în regim natural. La limită, dacă debitul de aluviuni s-ar reduce la zero, condiția de stabilitate a secțiunii albiei minore devine:

$$v < v_{cr} \quad (4.4)$$

unde:

$v_{cr}$  este viteza critică de antrenare a materialului din patul albiei;  
 $v$  — viteza curentului la debitul  $Q$ , cel mai mare care apare în intervalul de timp în care se definește stabilitatea.

În acest caz nu ar mai fi nevoie de diguri, s-ar amenaja albiile la secțiuni care să conducă debitul maxim  $Q$ , s-ar consolida taluzele pentru ca să nu se deformeze prin meandrare, sau prin eroziunea fundului în cazul în care totuși  $v > v_{cr}$ .

Faptul că, la același debit ( $Q$ ) secțiunea de echilibru morfologic crește pe măsură ce se reduce turbiditatea curentului, se vede și în graficul din figura 3.11, dacă se compară curbele  $C$  și  $C'$ .

Rezultă următoarea concluzie foarte importantă pentru practica amenajărilor hidrotehnice a râurilor:

*Se poate mări secțiunea de echilibru morfologic a albiilor minore a râurilor prin reducerea aportului în aluviuni al afluenților și al scurgerii pe versanți. În consecință, la realizarea lucrărilor de regularizare și îndiguire a albiei unui râu se poate reduce atât înălțimea digurilor, cât și distanța dig-mal în albia majoră măbind corespunzător secțiunea de curgere a albiei minore, dacă în același timp se execută lucrări de combatere a eroziunii solului pe versanți și acumulări de reținere a aluviunilor pe afluenți.*

În plus, secțiunea de echilibru morfologic a albiei minore a râului trebuie raportată la „debitul de formare a albiei” corespunzător noului regim al debitelor, modificat de amenajările din bazinul hidrografic al râului respectiv. În general, prin amenajările prevăzute în bazinul hidrografic se realizează o atenuare a undelor de viitură. În aceste condiții „debitul de formare a albiei” este mult mai apropiat de valorile debitelor maxime cu frecvență rară (de exemplu, la debitul maxim cu asigurarea 1 %) decât în regim natural.



Deocamdată nu s-a elaborat o metodă de calcul a secțiunii de echilibru morfologic a albiei minore a râurilor în condițiile unui regim hidrologic modificat.

Se poate estima această secțiune de echilibru morfologic folosind relațiile între debitul solid transportat și viteza curentului.

— Fie  $G_0$  debitul solid al râului în regim natural într-o secțiune dată și fie  $\omega_0$  aria secțiunii de echilibru morfologic a albiei minore în acest regim natural.

— Fie  $Q_{f0}$  debitul lichid de formarea albiei și  $v_0$  viteza medie a curentului în albia minoră la acest debit. Conform relațiilor (2.14) — (2.16) se poate scrie:

$$G_0 \sim B_0 \left( \frac{v_0}{v_{cr0}} \right)^3 (v_0 - v_{cr0}) \quad (4.5)$$

unde:

$B_0$  este lățimea albiei minore în regim natural;

$v_{cr0}$  — viteza critică în regim natural la „debitul de formare a albiei“.

Se presupune că prin amenajări în bazinul hidrografic în amonte de secțiunea de calcul debitul solid s-a redus la valoarea  $G$ . Viteza de echilibru morfologic se obține din relația:

$$G \sim B \left( \frac{v}{v_{cr}} \right)^3 (v - v_{cr}) \quad (4.6)$$

unde:

$B$ ,  $v$  și  $v_{cr}$  corespund noii secțiuni de echilibru morfologic.

Rezultă:

$$\frac{\left( \frac{v}{v_{cr}} \right)^3 \left( \frac{v}{v_{cr}} - 1 \right)}{\left( \frac{v_0}{v_{cr0}} \right)^3 \left( \frac{v_0}{v_{cr0}} - 1 \right)} = \frac{G}{G_0} \cdot \frac{B_0}{B} \cdot \frac{v_{cr0}}{v_{cr}} \quad (4.7)$$

Se admit relațiile:  $\frac{B_0}{B} = \left( \frac{\omega_0}{\omega} \right)^{3/5}$ ;  $\omega_0 = \frac{\xi Q_{f0}}{v_0}$ ;  $\omega = \frac{Q_f}{v}$

unde:

$Q_f$  — debitul de formare a albiei în regim modificat,  $\xi < 1$ .

Relația (4.7) devine:

$$\frac{\left( \frac{v}{v_{cr}} \right)^{1/2} \left( \frac{v}{v_{cr}} \right)^2 \left( \frac{v}{v_{cr}} - 1 \right)}{\left( \frac{v_0}{v_{cr0}} \right)^{1/2} \left( \frac{v_0}{v_{cr0}} \right)^2 \left( \frac{v_0}{v_{cr0}} - 1 \right)} = \frac{G}{G_0} \left( \frac{v_{cr0}}{v_{cr}} \right)^{1/2} \left( \frac{\xi Q_{f0}}{Q_f} \right)^{1/2} \quad (4.8)$$

Se notează:

$$x = \frac{v}{v_{cr}}, \quad a = \frac{v_0}{v_{cr_0}}, \quad e = \frac{G}{G_0} \left( \frac{v_{cr_0}}{v_{cr}} \right)^{1/2} \left( \frac{\xi Q_{f_0}}{Q_f} \right)^{1/2}$$

și

$$F(x, a) = \frac{x^2(x-1)}{a^2(a-1)} \left( \frac{x}{a} \right)^{1/2} \quad (4.9)$$

Funcția  $F(x, a)$  este prezentată în graficul din figura 4.3.  
Cu linii întrerupte s-au reprezentat grafic valorile:

$$r = \frac{1}{\alpha} \frac{\omega}{\omega_0} \quad (4.10)$$

unde:

$$\alpha = \frac{Q_f}{\xi Q_{f_0}} \cdot \frac{v_{cr_0}}{v_{cr}} \quad (4.11)$$

Cunoscînd valorile  $r$  și  $\alpha$  se poate obține valoarea raportului între secțiunea de echilibru morfologic a albiei regularizate și secțiunea de echilibru morfologic a albiei naturale:

$$\frac{\omega}{\omega_0} = \alpha r \quad (4.12)$$

Calculule se efectuează în felul următor:

— Se estimează cu cît se reduce debitul solid prin acumulările în amonte și prin amenajările pe versanți, respectiv raportul  $\frac{G}{G_0}$ .

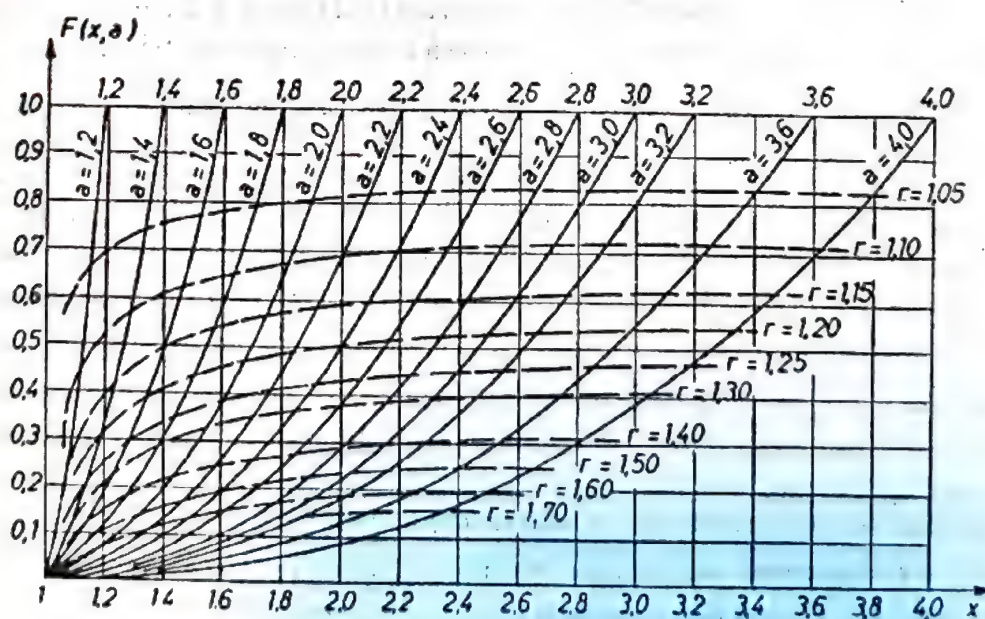


Fig. 4.3 — Graficul funcției  $F(x, a)$



— Se estimează raportul între viteza critică de antrenare a materialului aluvionar în albie în regim modificat și aceeași viteză în regim natural  $\frac{v_{cr}}{v_{cr_0}}$ .

Viteza critică de antrenare a materialului aluvionar în regim modificat este mai mică decât în regim natural din două motive: diametrul aluvionar se reduce datorită acumulărilor din amonte, iar adâncimea curentului în albie se mărește prin calibrarea albiei.

Prin urmare  $\frac{v_{cr}}{v_{cr_0}} < 1$ . Factorul mai important în reducerea vitezei critice poate fi diametrul aluviunilor (relația (2.5)).

— Se determină raportul între debitul de formare a albiei în regim natural  $Q_{f_0}$  și același debit în regim modificat  $Q_f$ . Întrucît prin acumulări se reduc debitele maxime pe râu este probabil să existe relația  $Q_f \neq Q_{f_0}$ . Neavînd posibilitatea determinării acestui raport se admite:

$$\frac{Q_f}{Q_{f_0}} = 1.$$

— Se calculează valorile coeficienților  $\xi$  și  $\alpha$  și se determină raportul  $a = \frac{v_0}{v_{cr_0}}$  corespunzător regimului natural la debitul  $Q_{f_0}$ . Pentru debitul  $Q_{f_0}$  se adoptă, de exemplu, debitul maxim cu asigurare (10–20%). Cînd debitul care corespunde albiei minore  $Q_{m_0}$ , se determină  $\xi = Q_{m_0}/Q_{f_0}$ .

— Se intră pe ordonata graficului din figura 4.3. cu valoarea  $e$  și se intersectează curba corespunzătoare raportului  $a$  calculat. Cu valoarea parametrilor  $r$  și  $\alpha$  se determină raportul  $\frac{\omega}{\omega_0}$ .

Deși aproximativ modelul de calcul are avantajul de a folosi numai mărimi relative. În acest fel este suficient ca relațiile de calcul să reflecte fenomenul fizic numai ca structură. Or, ca structură, toate relațiile privind debitul solid sînt confirmate de datele din măsurători.

**Exemplu de calcul:** La debitul de formare a albiei în regim natural  $Q_{f_0} = Q_{max} 10\%$  — se cunosc viteza  $v_0 = 3,6$  m/s,  $v_{cr_0} = 1,8$  m/s ( $h = 3,0$  m;  $d_{90} = 5$  cm). și  $\xi = 0,6$ .

Datorită acumulărilor din amonte, debitul solid se reduce la jumătate,  $\frac{G}{G_0} = 0,5$ , iar diametrul aluviunilor rămîne  $d_{90} \approx 5$  cm.

Se obține  $\frac{v_{cr}}{v_{cr_0}} \approx \left(\frac{h}{h_0}\right)^{1/6} = \left(\frac{w}{w_0}\right)^{1/15}$  Considerînd  $\frac{Q_f}{Q_{f_0}} = 1$ , rezultă  $e = 0,37$ ,  $a = 2$

și  $\alpha=1,6$ . Cu ajutorul graficului din figura 4.3 se obține  $r=1,27$ , de unde:

$$\frac{\omega}{\omega_0} = 1,6 \cdot 1,27 = 2,03$$

Corectînd raportul vitezelor critice reluăm calculele în a doua aproximație:

$$\frac{v_{cr}}{v_{cr_0}} = \left( \frac{w}{w_0} \right)^{1/15} = 1,05;$$

$$c=0,36; \alpha=1,55; r=1,27; \frac{\omega}{\omega_0} = 1,27 \cdot 1,55 \approx 2,00$$

## 4.2. Tipuri de lucrări de regularizare a albiilor rîurilor

### 4.2.1. Apărări (consolidări) de maluri prin îmbrăcămînți

Apărările de maluri sînt construcții de protejare a malului albiei rîului împotriva acțiunii de erodare sau de degradare provocate de curentul apei, de scurgerea sloiurilor de gheață și a altor plutitori, de valuri etc. Pe înălțime, malul este supus acțiunii de erodare și de degradare diferențiat, în funcție de poziția și de frecvența nivelului apei. În mod convențional malul albiei se împarte în următoarele zone (fig. 4.4):

**Zona 1** — sub nivelul minim cu asigurare de 80%, caracterizată prin aceea că aproape în permanență este acoperită cu apă. Numai în perioadele de ape mici cu frecvență mai mică de o dată la cinci ani nivelul apei poate fi mai coborît.

**Zona 2** — cuprinsă între nivelul mediu al apelor și nivelul minim cu asigurare de 80%. Această zonă se caracterizează printr-o solicitare continuă a malului de către curentul de apă, deși, în timpul anului sînt perioade cînd o parte din această zonă este deasupra nivelului apei.

Zonele 1 și 2 sînt supuse acțiunii de erodare de către curent pe o durată mare de timp și lucrările de protejare a malului sînt foarte solicitate. De aceea și tipul de lucrări folosit este mai pretențios. În zona 1, însă malul albiei fiind permanent sub apă, poate fi folosit pentru

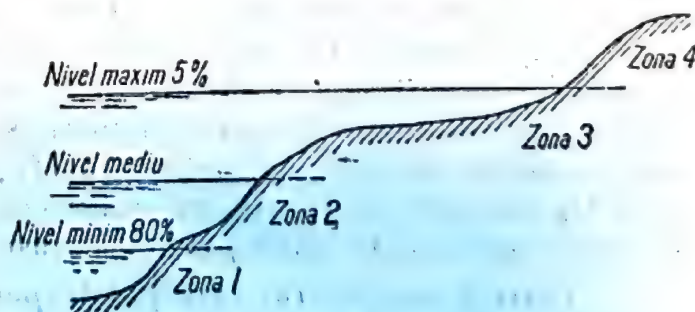


Fig. 4.4 — Împărțirea în zone pe înălțime a malului albiei



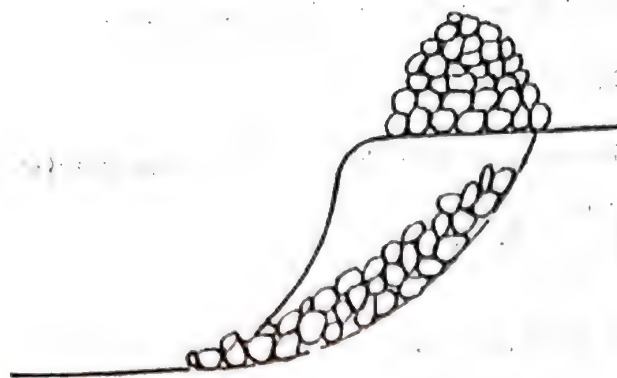


Fig. 4.5 — Apărarea de mal prin depozitarea pietrei pe malul instabil:  
 — linie inițială a malului;  
 - - - linia malului după consolidare

protecție și material lemnos „mort” (de ex., saltea de fascine), fără să existe pericolul putrezirii.

Zona 3 — cuprinsă între nivelul mediu și nivelul maxim cu asigurare 5%. În această zonă se înregistrează cele mai frecvente variații de nivel și malul albiei este supus atît la acțiunea de erodare a curenților la ape mari, cît mai ales la acțiunea ghețurilor. Lucrările

de protejare ale acestei zone pot fi însă executate la uscat.

Zona 4 — deasupra nivelului maxim cu asigurare 5%, este supusă foarte rar (mai rar de o dată la 5 ani) la acțiunea curenților de apă din riu și de aceea lucrările de protejare pot fi de tip ușor. Totodată, în această zonă lucrările de protejare apără malul împotriva curenților de șiroire care se produc în perioada precipitațiilor.

În funcție de gradul de afuiere a fundului albiei, apărările de mal sînt de două categorii:

- apărări de mal în *albii cu patul afuiabil*, cînd adîncimea afuielilor nu este limitată de roca de bază, și
- apărări de mal în *albii cu pat neafuiabil*, sau *puțin afuiabil*, cînd afuierile nu impun un tip special de lucrări de protejare sau măsuri speciale.

La lucrările de protejare a malurilor cel mai des folosite sînt *îmbrăcămințile de piatră* care pot fi:

- *Anrocamentele*, respectiv *îngrămădiri de piatră brută* pe malurile albiei mereu acoperite de apă, piatra avînd diametrul mai mare decît cel corespunzător vitezei de antrenare a curenților (tab. 4.1.). Uneori, în cazul albiilor cu maluri instabile, și, cînd trebuie intervenit repede, *îmbrăcămintea de piatră* se poate obține prin realizarea inițială a unui depozit sus pe mal, care, după surparea malului, ia forma de echilibru (fig. 4.5). Apărările de mal de acest tip necesită multă piatră și de aceea ele se folosesc ca măsură de intervenție acolo unde piatra se găsește din abundență.

- *Pereuri din piatră*, care pot fi *pereu uscat* sau *pereu rostuit, simplu sau dublu*, în funcție de viteza curenților din albie și de acțiunea ghețurilor. În general, pereul din piatră pe malurile din

pământuri necoezive se execută pe un strat de filtru invers de cca. 20–25 cm (fig. 4.6). Dimensiunile pietrei variază în funcție de viteza curentului de la 20 la 50 cm. La râurile cu pat afuiabil, la

Tabelul 4.1

Vitezele de curgere, medii admisibile, pentru diferite tipuri de apărări de maluri

Nr. crt.	Tipul apărării	$v_{ad}$ m/s
1	Pereu simplu de piatră pe un strat de pietriș sau pe filtru invers Dimensiunea pietrei: $d \approx 0,15 - 0,25$ m $d \approx 0,30 - 0,50$ m	2,0–3,0 3,0–6,0
2	Pereu dublu de piatră brută pe un strat de pietriș sau de filtru invers $d \approx 0,20 - 0,30$ m	3,0–5,0
3	Anrocament din piatră pe taluz $d = (0,04 - 0,05) v^2$ (m)	
4	Straturi de nuiele	2–2,5
5	Straturi de fascine cu grosimea 0,50–1,00 m	2,5–5
6	Gabioane	2,5–5
7	Îmbrăcămintă din brazde	1,5

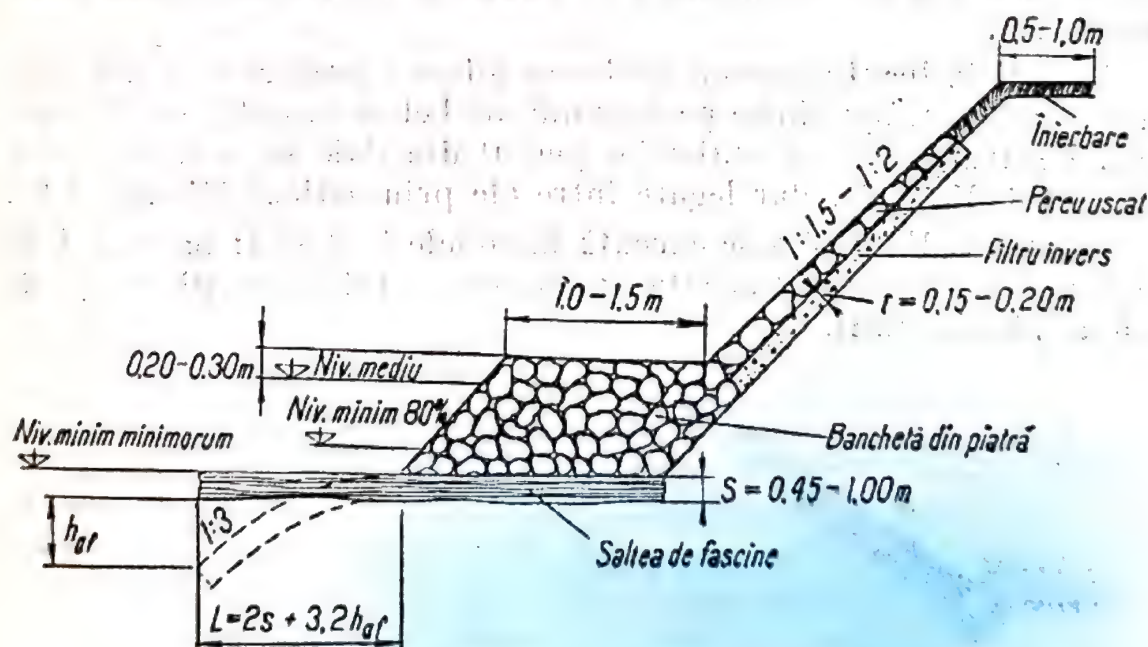


Fig. 4.6. — Consolidare de mal cu anrocamente sau cu bolovani de râu, cu pat afuiabil



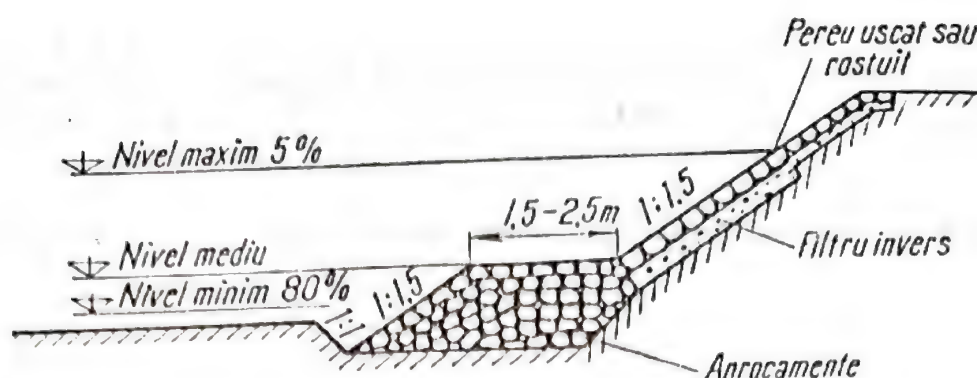


Fig. 4.7 — Pereu de piatră cu banchet la bază (albiei cu pat afuiabil)

baza pereului se folosesc fie saltea de fascine (zona 1) și banchet de anrocamente, fie numai un banchet de anrocamente. Salteaua de fascine se mulează pe patul albiei, la apariția afuiierilor și din acest motiv lungimea ei trebuie să fie suficientă pentru a realiza, după afuiere, o pantă nu mai mare de 1 : 3. De asemenea, banchetul de anrocamente trebuie să aibă cel puțin dimensiunile din figura 4.7. pentru a prelua eventuale afuiieri, fără să afecteze stabilitatea pereului. Pentru mai multă siguranță cota de fundare a masivului de anrocamente se adoptă corespunzător adâncimii probabile de afuiere.

Dacă roca de bază este la suprafața fundului albiei, pereul din anrocamente se poate sprijini pe o fundație din beton simplu ca în figura 4.8.

Uneori în locul anrocamentelor se folosesc prefabricate din dale de beton armat sprijinite pe o grindă de beton armat fixată cu piloți. Pentru limitarea afuiierilor pereul din dale se continuă cu o saltea tot din dale, dar legate între ele prin articulații (fig. 4.9).

Pereurile din piatră se execută în zonele 1, 2 și 3; în zona 4 de cele mai multe ori se execută înerbarea malului sau plantații de salcie, plop, anini.

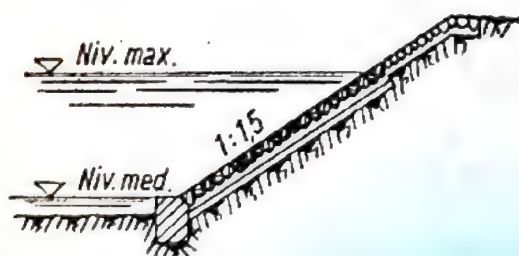


Fig. 4.8 — Apărare de mal cu pereu uscat

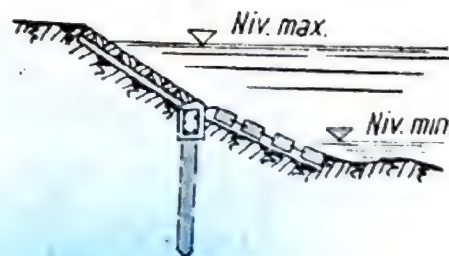


Fig. 4.9 — Saltea din dale de beton legate cu grindă de beton armat

Dacă  $v$  este viteza medie a curentului în m/s la ape mari, diametrul pietrei din anrocamente trebuie să satisfacă relația:

$$d \geq 0,05 v^2 \text{ (m)} \quad (4.1)$$

Panta taluzului malului nu trebuie să fie mai mare decât cea corespunzătoare echilibrului natural (fără să se ia în considerare sarcina pereului).

Filtrul invers se realizează din straturi de piatră și nisip sortat, în ordinea crescândă a granulației, dinspre mal spre curentul din albie. Granulometria straturilor se stabilește astfel, încât particulele din fiecare strat să nu pătrundă în interspațiile stratului superior [54].

Sînt multe rețete pentru alcătuirea filtrelor inverse, în funcție de caracteristicile pămînturilor pe care se așază (coezive, necoezive), de importanța lucrării, de natura materialului din care se construiește filtrul ș.a.

Pentru filtrul invers alcătuit din două straturi 1 și 2 (stratul 2 fiind în contact cu rosturile pereului) se recomandă ca diametrele granulelor să se găsească în următoarele relații:

$$\frac{d_{15}^2}{d_{15}^1} = 5-40; \quad \frac{d_{15}^2}{d_{85}^1} \leq 5 \quad \frac{d_{85}^2}{\Delta} \geq 2 \quad (4.2)$$

unde:

$d_x$  este dimensiunea ochiului ciurului prin care trece un procent de  $x\%$  din greutatea probei de material în stare uscată;

$\Delta$  — deschiderea rostului la pereuri.

Curbele granulometrice ale materialelor din fiecare strat să fie, pe cît posibil, paralele. Fiecare strat să aibă o grosime de cca. 10 cm în multe cazuri se pot înlocui filtrele prin straturi de balast neuniform, dar mai gros [54].

Apărări de mal foarte eficace se pot executa cu ajutorul gabioanelor sau al saltelelor din plasă de sîrmă zincată umplute cu piatră mărunță, sau de rîu. Avantajele mari ale acestor tipuri de construcții constau în posibilitatea confecționării lor din timp pe uscat, economisirea pietrei (de dimensiuni mari) și a materialului lemnos la lucrările de apărare și în rapiditatea cu care pot fi puse în operă. Fiind elastice pot prelua în bună măsură efectul unor afuieri.

În cazurile în care în zonă, piatra este deficitară, pentru protejarea malurilor albiei se pot folosi îmbrăcămînți „vii” din straturi de nuiele sau fascine, garduri de nuiele (caroiaj) ș.a.

*Straturile de nuiele* se așază pe un taluz cu panta maximă 1 : 2 cu cotoarele în jos și pe direcția de 45° față de direcția curentului.



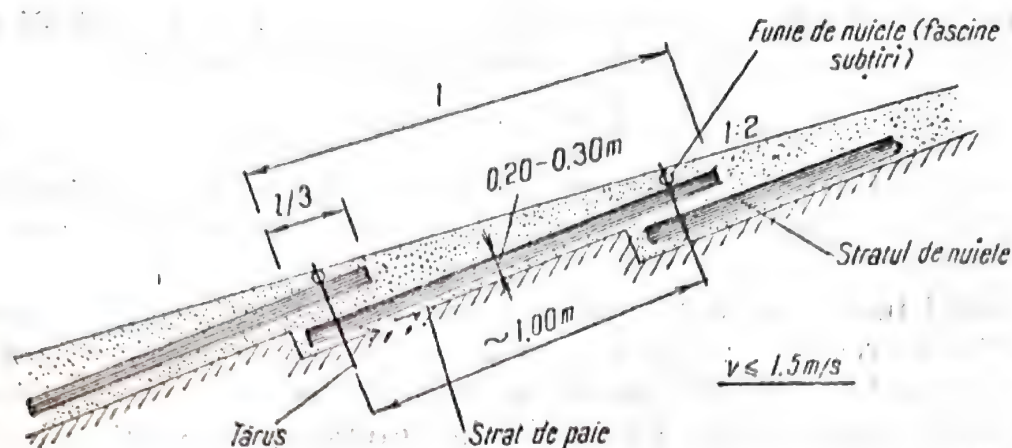


Fig. 4.10 — Apărări de mal cu straturi de nuiele

Nuielele pot fi proaspăt tăiate și să se suprapună pe cca.  $1/3$  din lungime, să fie îngropate în pământ vegetal toamna sau iarna și să fie prinse cu țaruși care, ca și nuielele, trebuie să lăstărească (fig. 4.10). Viteza curentului nu trebuie să depășească  $1,5 \text{ m/s}$ .

Gardurile de nuiele (caroiajul) se realizează într-o rețea romboi-dală cu laturile de  $0,75-1,0 \text{ m}$ , iar în ochiurile astfel formate trebuie să se așeze piatră spartă sau de râu pe o grosime de  $20-30 \text{ cm}$  (fig. 4.11).

Sub gardurile de nuiele, ca și sub stratul de nuiele se așază un strat de paie, pentru a preveni spălarea terenului. Gardurile de nuiele trebuie să lăstărească.

Un efect foarte important de reducere a vitezei curentului în zona malurilor și de stabilizare a malurilor cu pantă mică îl constituie plantațiile cu salcie, plop, anin [42]. Efectul acestei apărări se obține însă, în timp (după 2-3 ani de la plantare). Plantațiile se aplică în zonele 3 și 4 ale malului, unde inundațiile nu durează mult și unde au condiții de dezvoltare (fig. 4.12). Înainte de

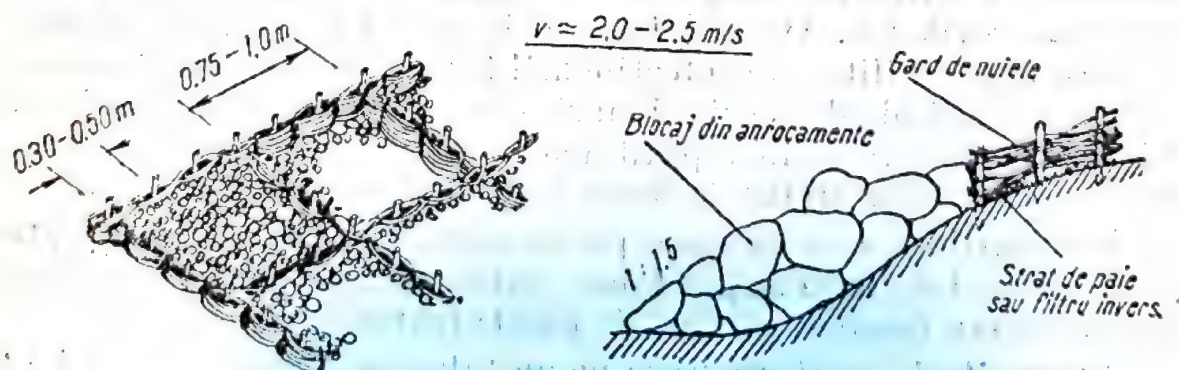


Fig. 4.11 — Consolidarea taluzului cu garduri de nuiele (caroiaj)

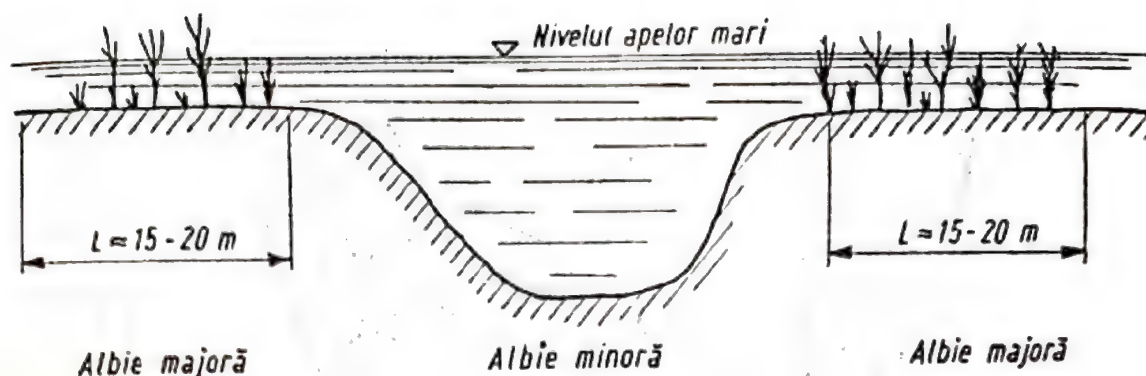


Fig. 4.12 — Plantații în zona a 4-a a malului

a aplica acest tip de îmbrăcăminte, trebuie făcută o analiză foarte temeinică asupra condițiilor de curgere în albie a apelor mari. *Plantația trebuie aplicată fără să se reducă sensibil capacitatea de transport a albiei la ape mari, respectiv fără crearea unui remuu important suplimentar.*

*Însămânțările și brăzduirea pot realiza condiții bune de stabilitate a malului și se aplică în special în zona 4 și uneori și în zona 3 (la viteze mici ale curentului sub 1 m/s.) Brăzduirea se realizează din brazde din 20 × 25 cm sau din 25 × 25 cm și 30 × 50 cm sau din fișii, cu grosimea de 6—10 cm. Brazdele se pot așeza pe lat sau în straturi suprapuse.*

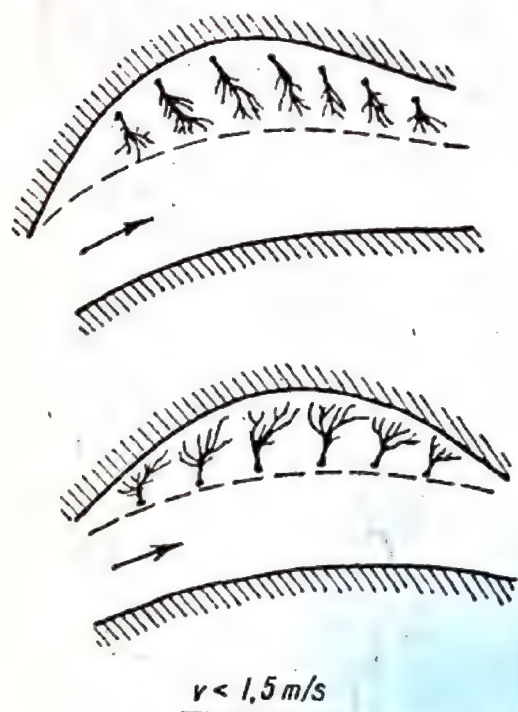


Fig. 4.13 — Apărări de mal cu copaci lestați

Pentru a stăvili rapid eroziunile de mal se pot executa *lucrări temporare* de tip ușor, cu efect imediat, ca *apărări de mal cu copaci lestați, șiruri de piloți, garduri simple și garduri duble*, dacă adâncimile sînt mici ș.a.

*Apărările de mal cu copaci lestați se utilizează cînd viteza curentului de rîu nu depășește 1,5—1,7 m/s. Copacii se folosesc cu ramuri și frunze, așa cum sînt tăiați din pădure și se lestează cu blocuri de beton sau pietre în lungul malului erodat (fig. 4.13).*

Alte tipuri de lucrări de apărare de mal sînt prezentate în figura 4.14. Alegerea unuia sau altuia din aceste tipuri se face în funcție de caracteristicile rîului și de materialele avute la dispoziție.



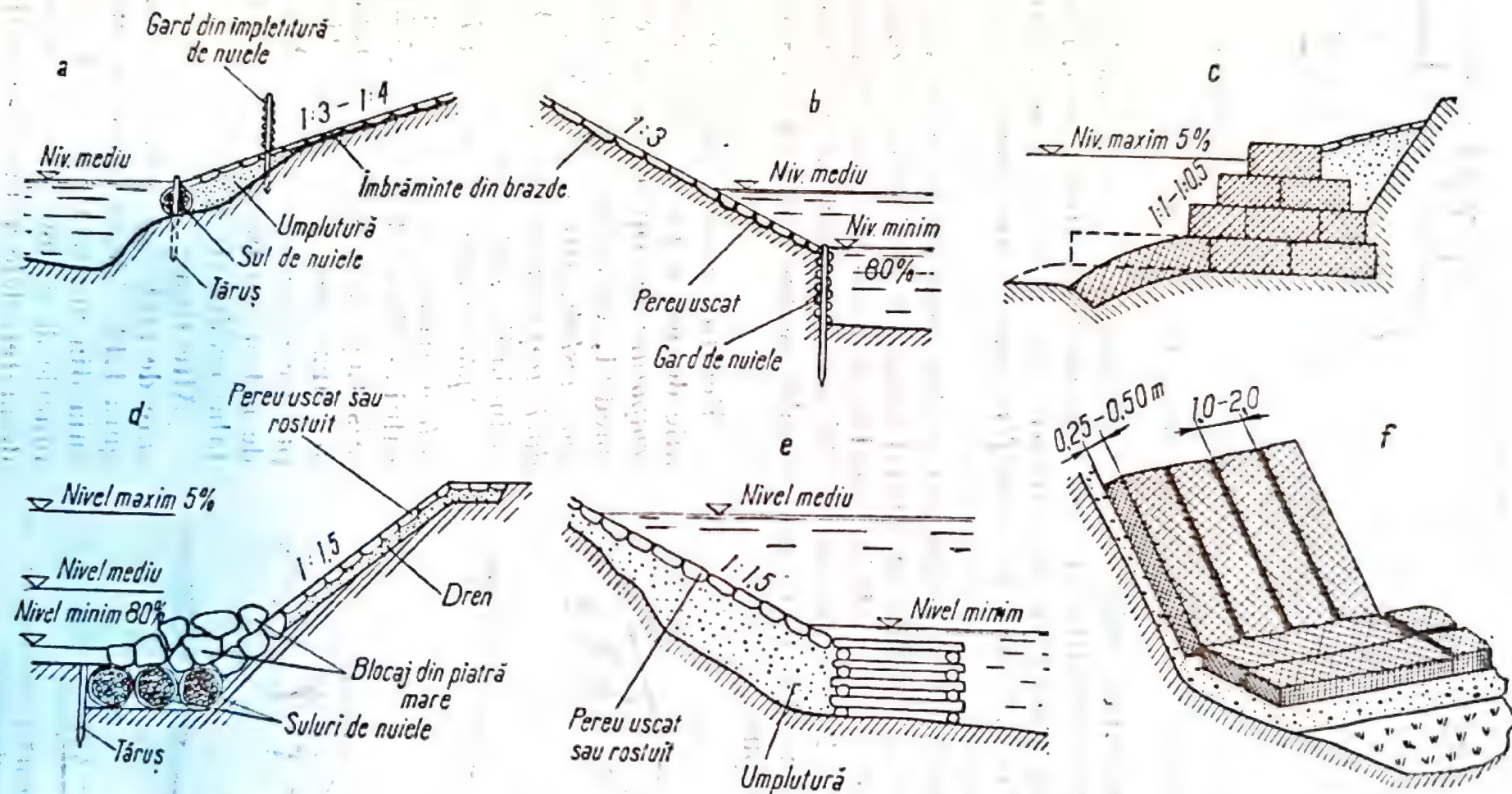


Fig. 4.14 — Alte tipuri de apărări de mal:

a — apărare de mal din brazde cu sul de nuiele la bază și gard de nuiele (pat puțin afuiabil); b — apărare de mal din brazde, pereu uscat și gard de nuiele la bază (pat puțin afuiabil); c — apărarea de mal cu gabioane (pat afuiabil); d — apărare de mal cu blocaj din piatră și suluri de fascine la bază și pereu pe taluz (pat puțin afuiabil); e — apărare de mal cu căsoale de lemn la bază și cu pereu pe taluz (pat puțin afuiabil); f — apărare de mal cu saltele (pat afuiabil).

#### 4.2.2. Diguri longitudinale (de consolidare)

Digurile longitudinale (de consolidare) se folosesc în cazul în care se urmărește ca dirijarea curgerii și conturarea malului albiei râului să se facă uniform și continuu, fără turbioane și fără curenți transversali (ca, în cazul epiurilor).

În raport cu epiurile, digurile longitudinale sînt elemente mai puțin adaptabile evoluției în timp a albiei râului, poziția lor fiind

de la început traseul malului. Consolidarea patului albiei râului la piciorul digului longitudinal trebuie să se facă pe toată lungimea digului. Dacă influența epiurilor asupra curgerii se întinde pe o lungime relativ mare, de cca. 4—5 ori și mai mult lungimea construcției însăși, influența digurilor longitudinale se resimte practic pe lungimea lor.

Toate acestea fac ca digurile longitudinale să fie mai costisitoare decît epiurile și să fie folosite numai acolo unde nu pot fi înlocuite cu epiuri.

De cele mai multe ori digurile longitudinale se execută submersibile, la cota albiei majore și numai în cazuri deosebite, cînd au rolul de apărare împotriva inundațiilor, se execută insubmersibile.

Digurile longitudinale se compun din corp și rădăcină, dacă ambele capete sînt încastrate în mal sau corp, rădăcină și cap, dacă un capăt este încastrat, iar celălalt este liber.

Rădăcina se încastrează bine în mal, pentru ca digul longitudinal să nu fie ocolit la ape mari. Lățimea la coronament se adoptă între 2 și 4 m, coronamentul avînd o pantă paralelă cu a suprafeței libere a apei.

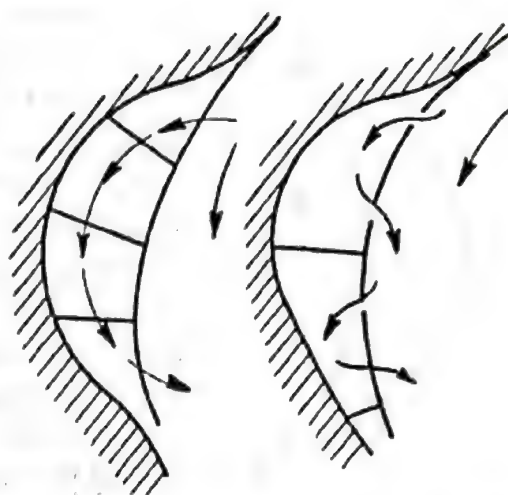


Fig. 4.15 — Diguri longitudinale submersibile sau cu ferestre

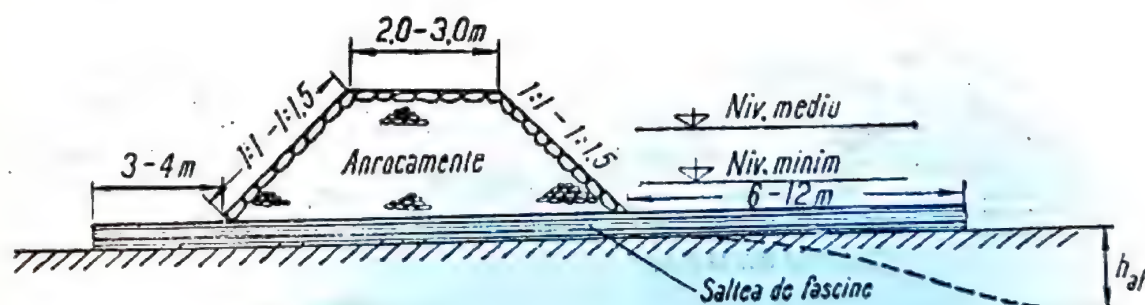


Fig. 4.16 — Dig de dirijare cu pat afuibil



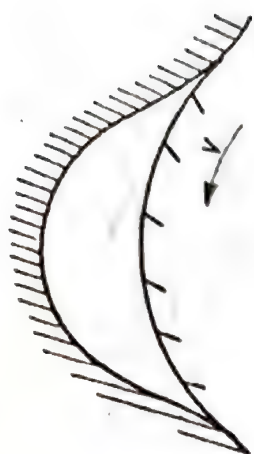


Fig. 4.17 — Dig de dirijare cu traverse

Pentru ca procesul de colmatare a albiei în spatele digului longitudinal să fie accelerat, uneori în corpul digului se practică ferestre (fig. 4.15). Procesul de colmatare poate fi apreciat în funcție de debitul de aluviuni în suspensie al râului (cap. 2). În figura 4.16. se prezintă o secțiune transversală printr-un dig de dirijare pe un pat afuiabil. Pentru îndepărtarea afuielor de corpul digului, uneori se prevăd traverse încastrate (fig. 4.17.).

Digurile longitudinale pot fi executate, utilizând pachetaje, fascine, suluri, căsoaie, garduri de nuiele (fig. 4.18).

#### 4.2.3. Epiuri

Epiurile sînt construcții de regularizare care se amplasează transversal în albiile râurilor, realizînd o abatere și o dirijare a curenților pe un traseu dorit. Efectul lor este mai sigur și mai favorabil curgerii, dacă se prevăd în pachete de cel puțin 2—3 bucăți (fig. 4.19) și în combinații cu alte tipuri de lucrări de regularizare. Cu ajutorul epiurilor se poate obține o apărare eficientă a malurilor albiei.

Modelul de calcul al cinematicii curenților în zona epiurilor [17], [18], [22], se bazează pe teoria mișcării fluidelor cu puncte de desprindere a curenților. Ideea care stă la baza modelului de calcul constă în aceea că mișcarea fluidului în exteriorul vârtejului este potențială, iar pe linia de separație a vârtejului de curgere principală, forța de interacțiune are o valoare minimă (fig. 4.20).

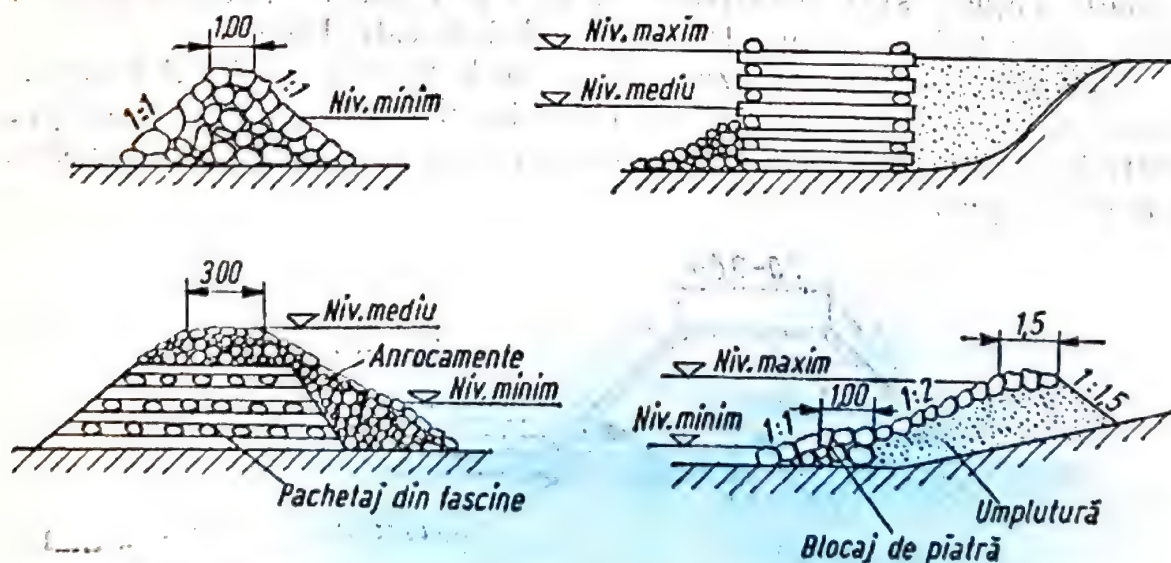


Fig. 4.18 — Diguri de dirijare din piatră, căsoaie și pachetaj din fascine

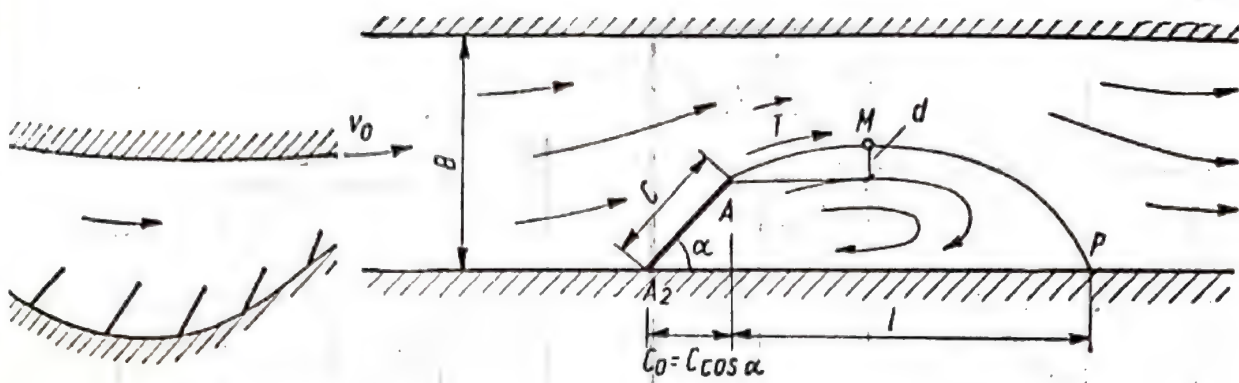
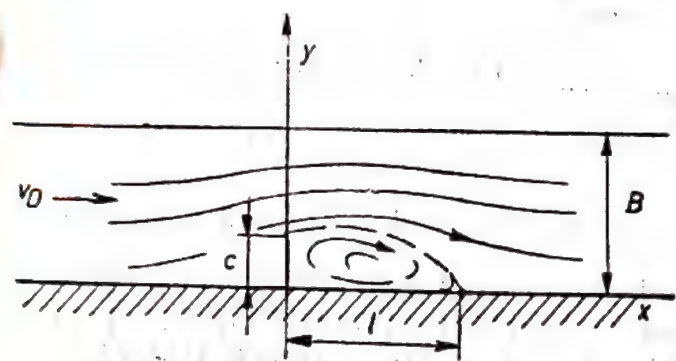


Fig. 4.19 — Șir de epiuri

Fig. 4.20 — Curgerea apei în zona unui epiu

Pentru exemplificare în figura 4.21 se prezintă, comparativ, distribuția vitezelor, calculată și determinată experimental în secțiunea strangulată de epiu.



În figurile 4.22 și 4.23 sînt prezentate variația raportului  $k = \frac{v_{max}}{v_0}$  și a raportului  $\frac{d}{c \sin \alpha}$  în funcție de  $c \sin \alpha = c_0$ ,

unde:

- $c$  — este lungimea epiului;
- $\alpha$  — unghiul de înclinare față de direcția curentului;
- $d$  — devierea curentului față de capul epiului;
- $v_{max}$  — viteza maximă a curentului pe linia AM;
- $v_0$  — viteza curentului în amonte de epiu.

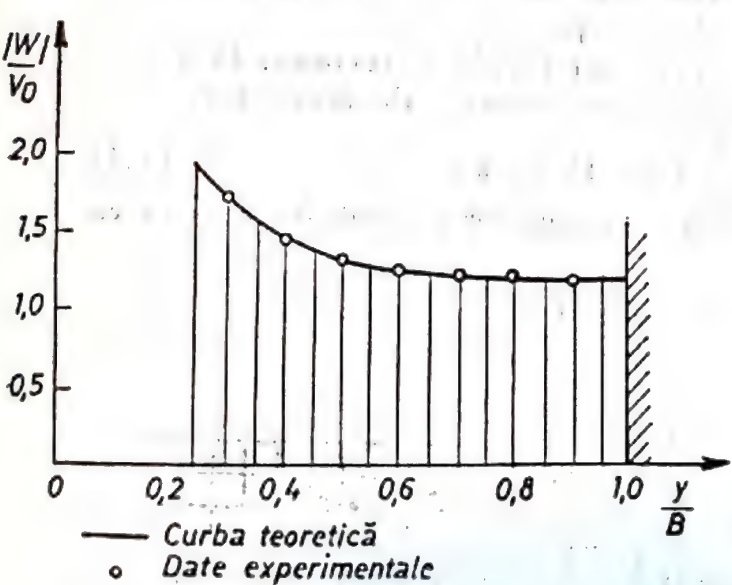


Fig. 4.21 — Repartiția vitezei curentului în secțiunea  $x=0$ :

$\left(\frac{c}{B} = 0,25\right)$  — curba teoretică  
— date experimentale

Lungimea  $l$  a vârtejului, măsurată de la capul epiului, pentru cazul în care:  $\frac{c_0}{B} \leq 0,2$  a rezultat (fig.4.24):

$$\frac{l}{c_0} = \frac{l}{c \sin \alpha} \simeq 7 + 7,3 \quad (4.3)$$



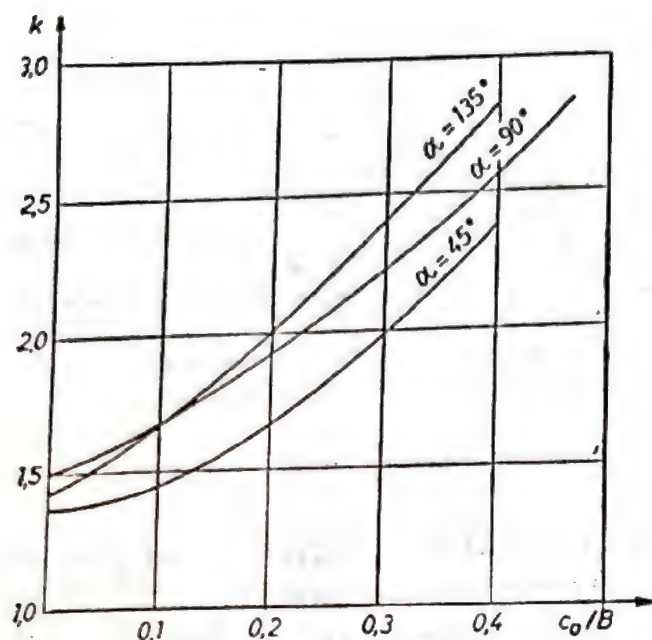


Fig. 4.22 - Variația raportului  $k = k\left(\alpha, \frac{c_0}{B}\right)$

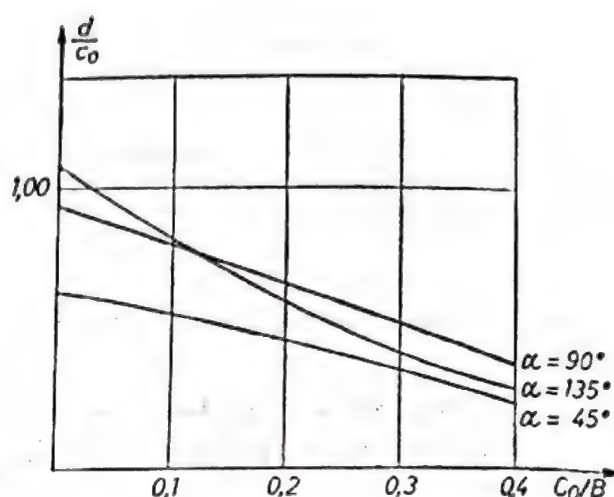


Fig. 4.23 - Variația raportului

$$\frac{d}{c_0} = f\left(\alpha, \frac{c_0}{B}\right)$$

Pentru  $\frac{c_0}{B} > 0,3-0,4$  este posibil să apară două sau mai multe vârtejuri în aval. Experiențele efectuate în laborator [17] au arătat că adâncimea maximă  $h_{af}$  a afuiierilor locale nu este influențată de adâncimea  $h$  a curentului, chiar dacă  $h_{af} > (0,3-0,5) h$ . Calculele efectuate considerînd  $h \gg h_{af}$  sînt acoperitoare.

Pentru calculul adâncimii afuiierilor locale se recomandă următoarea formulă, obținută pe bază de experiențe de laborator:

unde: 
$$h_{af} = 15 \frac{v_{cr}^2}{2g} (kr - 1) k_a k_m \quad (4.4)$$

$v_{cr}$  este viteza critică de antrenare a aluviunilor de fund, determinată cu relația (2.5);

$$k = \frac{v_{max}}{v_0}; \quad r = \frac{v_0}{v_{cr}}$$

$k_a$  — coeficient care ține seama de variația cu unghiul  $\alpha$  a pulsațiilor de viteză (tab. 4.2). Valoarea maximă a raportului  $r$  se va considera 1,5.

Deci pentru  $\frac{v_0}{v_{cr}} > 1,5$

se va lua  $r = 1,5$ .

$k_m$  — coeficient care ține seama de panta  $m$  a taluzului.

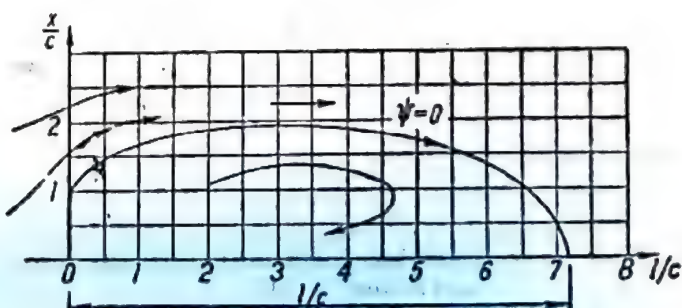


Fig. 4.24 - Linia de separație și lungimea vârtejului din avalul unui epui

**Tabelul 4.2**  
**Valoarea coeficienților  $k_a$  și  $k_m$**

Specificație $\alpha$	$k_a$	$m$	$k_m$ (după Alturin)
45°	0,90	0,00	1,00
90°	1,0	0,50	0,91
		1,00	0,85
135°	1,10	1,50	0,83
		2,00	0,61
		3,00	0,50

**Exemplu de calcul.** Se cere să se determine adâncimea afuierilor locale în albia unui râu la capul epiului, cunoscându-se:  $v_0=2,8$  m/s,  $d_{90}=20$  mm,  $h=3$  m,  $B=40$  m,  $c=8$  m,  $\alpha=70^\circ$ ,  $m=1,5$ .

Cu formula (2.5) determinăm viteza critică de antrenare  $v_{cr}=1,31$  m/s.

Din graficul din figura 4.19 rezultă  $k=1,85$ , iar din tabelul 4.2,  $k_a=0,96$  și  $k_m=0,83$ . Întrucît  $\frac{v_0}{v_{cr}} > 1,5$ , se ia  $r=1,5$ .

Introducînd aceste valori în relația (4.4) obținem:

$$h_{af}=15 \cdot 0,086 (1,85 \cdot 1,5 - 1) 0,96 \cdot 0,83 \approx 1,80 \text{ m}$$

Diametrul anrocamentelor de la baza epiului se determină cu relația (4.1) adoptînd însă valoarea vitezei maxime din graficul din figura 4.19.

În general, epiurile se construiesc submersibil la ape mari. Cota la coronament a epiurilor nu depășește cota malurilor albiei minore. Din acest motiv se iau în considerare două momente de solicitare maximă a epiului și a patului albiei de către curent:

— momentul în care cota apei este egală cu cota la coronament a epiului; pentru acest moment se fac calcule de alegere a diametrului anrocamentelor și a adâncimii de afuiere;

— momentul în care debitul deversat peste epiu poate provoca afuieri în albie în aval de epiu.

Pentru cel de al doilea moment se verifică dacă viteza maximă a curentului deversat peste epiu (în regim de fund) nu depășește viteza critică de antrenare. Viteza curentului deversat se calculează cu relația:

$$v_d = 1,15 \cdot \varphi \sqrt{2g\Delta z} \quad (4.5)$$

unde:

$\varphi$  este coeficientul de viteză;

$\Delta z$  — suprainălțarea de nivel maximă în zona epiului;

Pentru  $\Delta z$  se consideră relația:

$$\Delta z = \frac{\beta v_0^2}{2g} \quad (4.6)$$

cu  $\beta=1,0-1,2$



Dacă  $v_d > v_{cr}$  albia riului în aval de epiu se consolidează cu o saltea de fascine sau anrocamente pe o lungime  $\Delta l = 4,5 p$ ,  $p$  fiind înălțimea epiului.

Pornind de la datele obținute referitoare la cinematica curgerii în zona unui epiu se pot aproxima elementele de calcul ale epiurilor dispuse în pachete.

Distanța  $l_c$  între epiuri trebuie să fie mai mică decât lungimea  $l$  a vârtejurii în aval de epiu, și anume:

$$l_c = \left( \frac{1}{2} - \frac{2}{3} \right) l \quad (4.7)$$

Viteza maximă a curentului la capul fiecărui epiu în mod acoperitor se determină cu graficul din figura 4.22.

Epiurile orientate spre aval ( $\alpha < 90^\circ$ ) perturbază mai puțin curentul decât epiurile orientate spre amonte ( $\alpha > 90^\circ$ ), însă au un efect mai redus asupra abaterii curentului. În general nu se construiesc epiuri insubmersibile și orientate în amonte ( $\alpha < 90^\circ$ ).

La un epiu deosebim capul, corpul și rădăcina. Secțiunea transversală de regulă este trapezoidală. Capul epiului se execută mai îngroșat decât corpul (fig. 4.25).

Rădăcina epiurilor se încastrează în mal pe o lungime de cca. 5 m, iar malul se consolidează de o parte și de alta a epiului pe

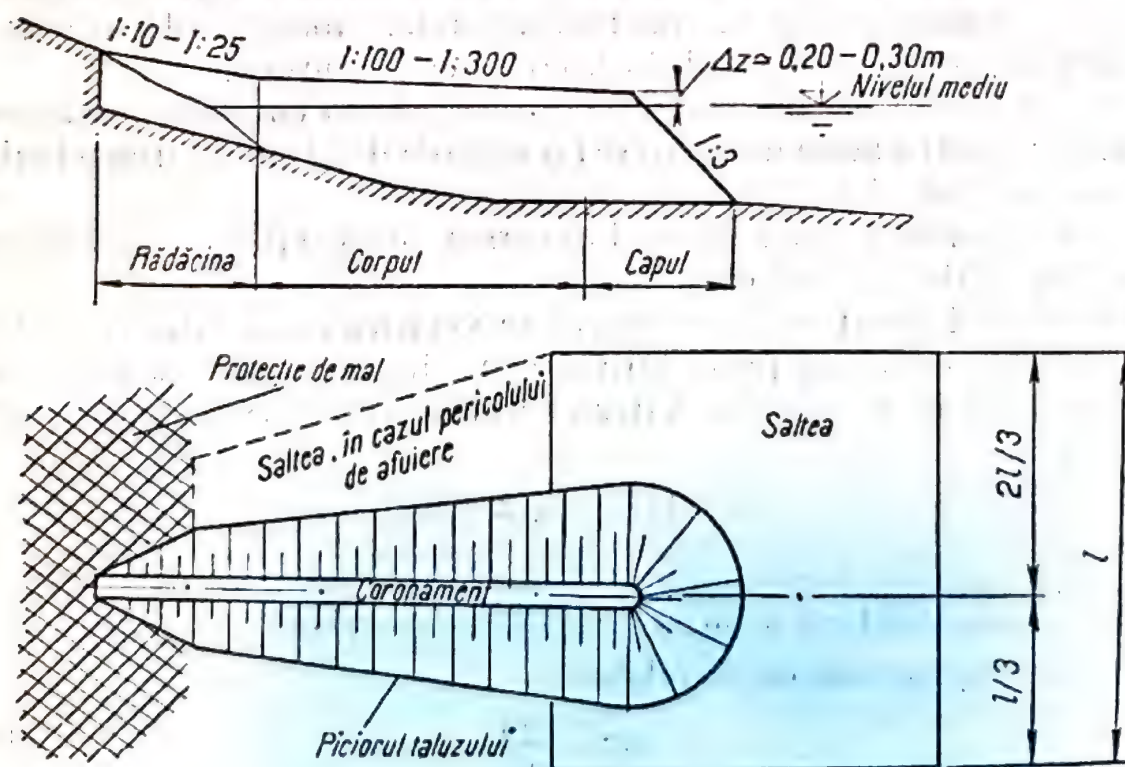


Fig. 4.25 — Epiu submersibil

cca. 10 m în amonte și în aval. Consolidarea este necesară în special pe malul concav.

În funcție de materialul avut la dispoziție și de caracteristicile hidrologice și morfologice ale râului, pe râurile mici epiurile pot fi executate din garduri de nuiele, simple sau duble, îmbrăcate în anrocamente, din anrocamente așezate pe o saltea de fascine, din căsoaie așezate pe un pat de nuiele sau fascine, din anrocamente și blocuri din beton pe o saltea de fascine, din gabioane pe o saltea din gabioane. În figura 4.26 se prezintă secțiuni prin câteva tipuri de epiu.

La baza epiului în zona capului se prevede o saltea de fascine, iar în cazul în care există pericolul spălării epiului prin deversare, salteaua se continuă pe toată lungimea epiului pe partea aval de acesta — relația (4.5).

#### 4.2.4. Praguri de fund

Pragurile de fund sînt construcții cu ajutorul cărora se limitează afuierile pe adîncime în albie, realizîndu-se un anumit profil longitudinal al patului, stabilizat la cote impuse.

În aliniament pragurile de fund se construiesc perpendicular pe direcția curentului; în curbe pragurile de fund se construiesc ușor înclinate pentru a dirija firele de curent spre malul convex (fig. 4.27). Unghiul de înclinare al axului pragului față de tangenta la curbă se admite de ordinul a  $20^\circ$ — $30^\circ$ .

În general, înălțimea pragurilor de fund este mică, de ordinul a  $(0,1-0,2) h$ , unde  $h$  este adîncimea albiei minore; numai la râurile cu debit solid tîrît important, pragurile de fund se pot executa cu o înălțime mai mare. Uneori pragurile de fund se execută îngropate și au rolul de a preveni o eventuală coborîre a patului albiei.

Pragurile de fund se dimensionează la acea valoare a debitului deversat care solicită la maximum atît pragul, cît și albia râului. Regimul de curgere a apei peste prag poate fi de fund sau de suprafață. Criteriile de diferențiere a acestor regimuri și metodică de calcul se găsesc expuse în lucrări de specialitate, [38], [42], [8].

În figura (4.28) se prezintă secțiuni prin câteva tipuri de prag de fund, mai des întîlnite.

Distanța între praguri se determină în funcție de profilul longitudinal al patului albiei care urmează a fi realizat și de afuierile probabile în aval de prag.



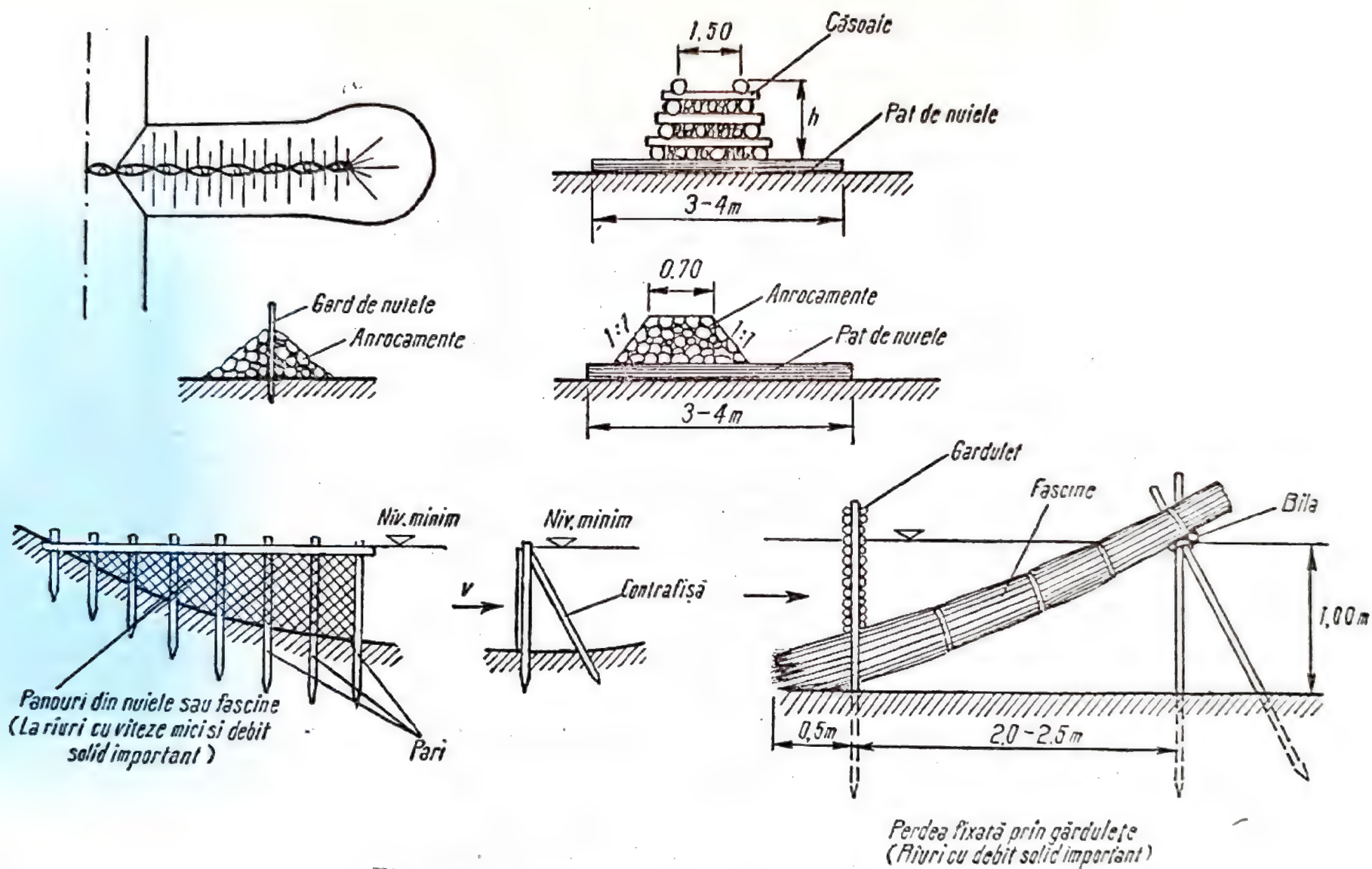


Fig. 4.26 — Secțiuni prin câteva tipuri de epii

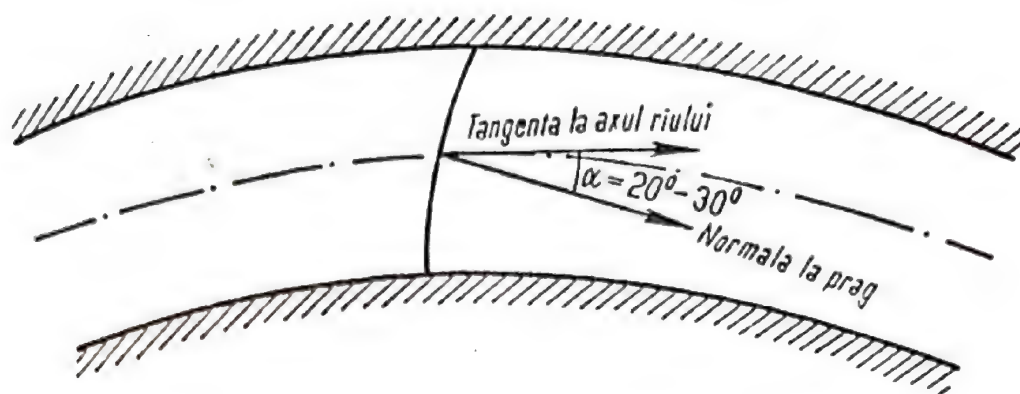


Fig. 4.27 — Prag de fund amplasat în curbă

#### 4.2.5. Tăieri de coturi (străpungeri)

Tăierile de coturi (străpungerile) se execută în cazurile în care albiile riurilor sînt foarte sinuoase, iar evoluția ulterioară a albiei poate crea un pericol pentru obiectivele din zonă (poduri, captări, localități, căi de comunicație, terenuri agricole etc.).

Tăierile de coturi trebuie efectuate cu multă atenție, întrucît produc modificări importante în regimul de curgere al rîului, în special în ceea ce privește procesele morfologice. Prin tăierea unui cot, lungimea traseului albiei se scurtează de la  $BCD$  la  $BD$  (fig. 4.29), panta curgerii crește, iar afuierile din sectorul  $BD$  se extind și în sectorul  $AB$ . În sectorul  $DE$  capacitatea de transport solid a curentului fiind limitată la cea corespunzătoare regimului inițial,

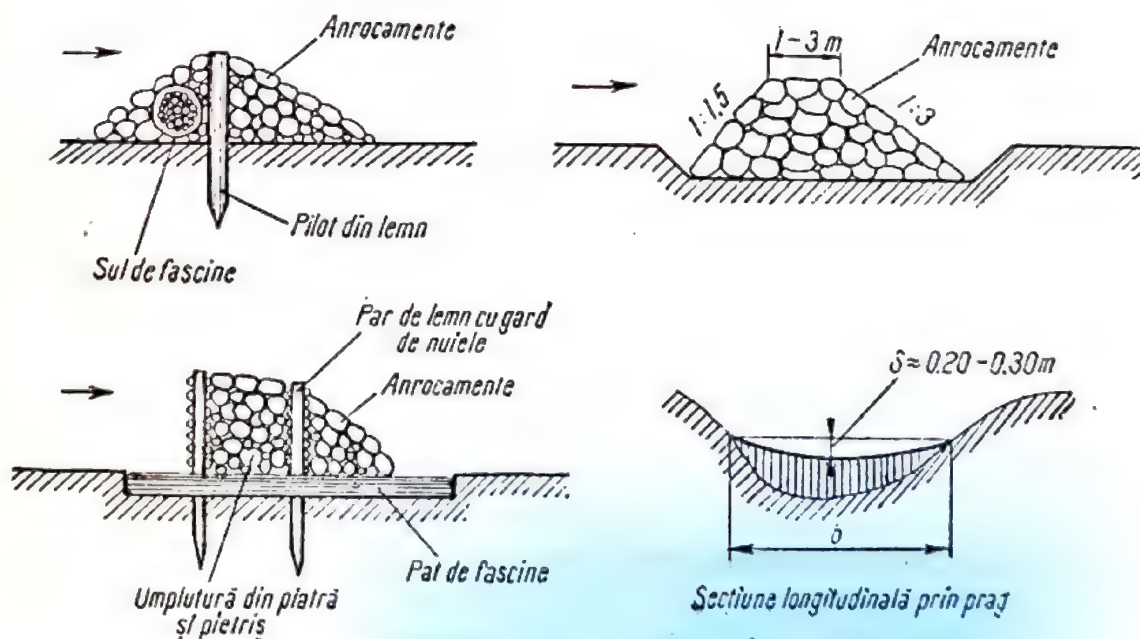


Fig. 4.28 — Secțiuni prin câteva tipuri de prag de fund



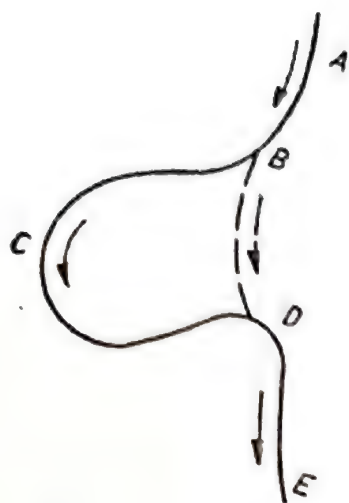


Fig. 4.29 — Schema de tăiere a unui cot

parte din aluviunile antrenate de pe sectorul  $ABD$  se depun, provocând o ridicare a patului albiei. Modificarea profilului longitudinal pe sectorul  $DE$  poate provoca formarea unei noi meandre, albia râului tinzând către o anumită stare de echilibru dinamic.

La tăierile de coturi trebuie rezolvate două probleme principale:

- problema noului traseu al albiei, și
- problema secțiunii transversale a albiei nou create.

Noul traseu trebuie ales ținând seama de recomandările cu caracter hidraulic care s-au făcut în paragraful 4.1. și de unele condiții care nu sînt de ordin hidraulic, de exemplu, alegerea unui traseu cu volum mic de săpături, menținerea unor puncte obligate pe traseul albiei ș.a. Problema se rezolvă de la caz la caz. În general se urmărește ca și noua albie să aibă o ușoară curbură și să fie racordată la albia existentă.

Dacă se notează cu  $\Delta l$  scurtarea traseului albiei, prin tăierea cotului  $BCD$ , cu  $i$  — panta medie a curgerii pe traseul  $BCD$ , adîncimea afuierilor  $h_{af}$ , datorită coborîrii patului albiei în punctul  $B$ , poate să ajungă pînă la valoarea maximă:

$$h_{af} = i \Delta l \quad (4.8)$$

Secțiunea transversală a albiei nou create poate fi de la început realizată la mărimea albiei existente (cînd în aval nu se permite transportarea unor cantități suplimentare de aluviuni sau cînd curentul nu are capacitate suficientă de eroziune) sau poate fi realizată la o mărime minimă, urmînd ca prin autodragaj să se dezvolte pînă la valoarea de echilibru. Mai mult interes din punct de vedere economic și în același timp mai multe dificultăți prezintă cel de al doilea procedeu de săpare a albiei (realizarea unei secțiuni minime inițiale).

Din experiență rezultă că secțiunea minimă a albiei străpunse nu trebuie să fie mai mică de  $1/3$ — $1/4$  din secțiunea albiei naturale. Cîteva date hidraulice permit să se obțină indicații suplimentare. Dacă se notează cu  $v_1$  viteza curentului în albia străpunsă de traseul  $BD$  și cu  $v_2$  — viteza curentului pe traseul  $BCD$ , condiția  $v_1 > v_2$ , care are loc cînd albia nouă se va dezvolta, conduce la relația:

$$\frac{R_1}{R_2} > \left( \frac{l_1}{l_2} \right)^{3/4} \quad (4.9)$$

unde:

$R_1$  și  $R_2$  sînt razele hidraulice;  
 $l_1$  și  $l_2$  — lungimile celor două trasee  $BD$  și  $BCD$ .

O altă condiție necesară este ca efortul critic de tîrîre  $\tau_{cr}$  (cap. 2) să fie mai mic decît efortul de frecare  $\gamma_{ht}$  pe traseul  $BD$ :

$$\gamma_{ht} > \tau_{cr} \quad (4.10)$$

la debite lichide la care pe traseul  $AB$  curentul nu transportă aluviuni.

Siguranța dezvoltării noului braț se obține în cazul în care debitul solid tîrît, calculat cu elementele albiei pe traseul  $BD$ , este mai mare decît debitul solid tîrît calculat pe traseul  $BCD$ . Pentru efectuarea acestui calcul trebuie să se calculeze mai întîi repartiția debitelor lichide pe noul și vechiul traseu și apoi să se aplice relația lui Meyer-Peter (cap. 2).

Pentru a ajuta dezvoltarea albiei pe traseul  $BD$  și împotmolirea albiei pe traseul  $BCD$ , lucrările de străpungere sînt însoțite de lucrări submersibile de închidere a brațului  $BCD$  (praguri de fund) și lucrări de dirijare a curenților pe brațul  $BD$ , lăsînd o deschidere pentru împotmolirea vechiului braț (fig. 4.30). Deschiderea este protejată cu suluri de fascine. Canalul de străpungere se execută pe un traseu mai apropiat de malul convex și cu o evazare la capătul amonte.

#### 4.2.6. Închideri și traverse

Închiderile de albie și traversele au rolul de a închide brațele secundare ale râurilor și de a consolida digurile longitudinale. Fiind lucrări transversale și submersibile la ape mari, închiderile de albie și traversele grăbesc procesul de colmatare a albiei în special în cazul râurilor cu debit solid important. Accelerarea procesului de colmatare a albiei în zona acestor lucrări se obține prin practicarea unor ferestre în corpul lor sau prin executarea lor pe unele porțiuni la cote submersibile chiar și la ape medii, asigurînd astfel circulația curenților, însă cu viteze mici (fig. 4.15, 4.30).

Traversele și lucrările de închidere a albiei, pot fi executate în același fel ca și epiurile. Pe râurile de șes cu viteze ale curentului de apă  $v \leq 2$  m/s traversele pot fi garduri de nuiete simple, duble și triple umplute cu piatră (fig. 4.31).



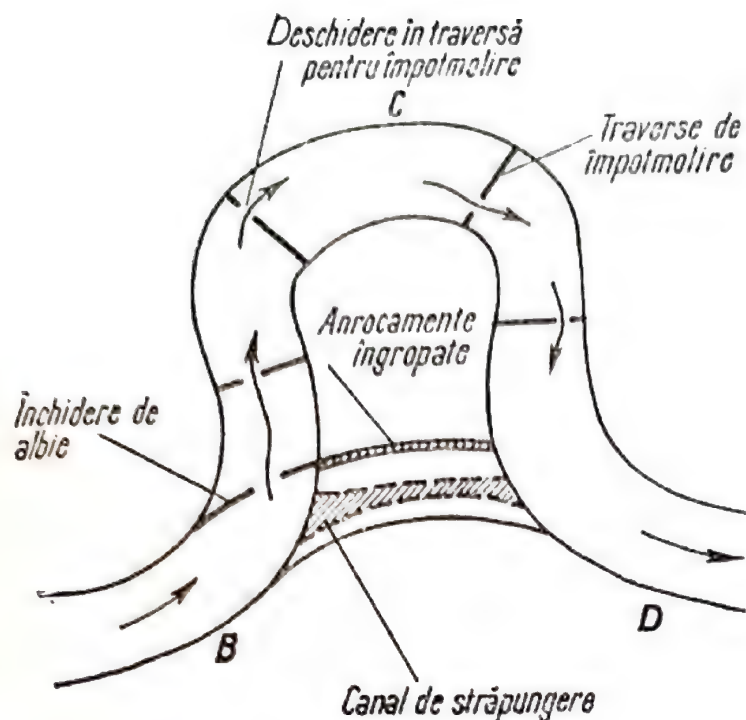


Fig. 4.30 — Tăierea unui cot cu traverse de închidere a albiei vechi

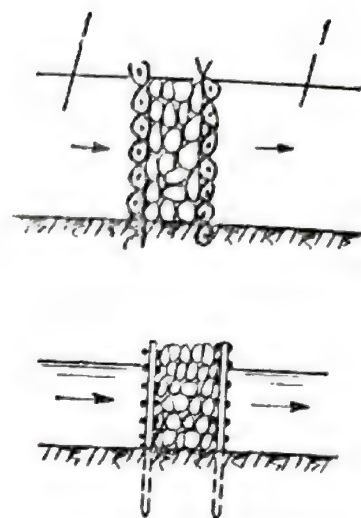


Fig. 4.31 — Închideri de albie cu garduri de nuiele

### 4.3. Scheme de lucrări de regularizare

#### 4.3.1. Indicații generale la stabilirea schemei lucrărilor de regularizare și îndiguire a albiilor râurilor

Stabilirea schemei lucrărilor de regularizare și îndiguire a albiilor râurilor este o operație de înaltă calificare, întrucât necesită experiență și cunoștințe temeinice privind hidraulica și hidrologia râurilor, în general, și a râului respectiv, în particular, hidraulica construcțiilor în albie, comportarea diverselor tipuri de construcții, folosirea diverselor materiale de construcție etc. Nu se poate da o rețetă privind schema lucrărilor de regularizare și îndiguire. Trebuie să se țină seama de principiile generale care au fost enunțate privind regularizarea și îndiguirea albiilor, de relațiile care caracterizează interacțiunea între curentul de apă, albia râului și construcțiile din albie și, în mod deosebit, de condițiile locale și de specificul râului respectiv. În general, lucrările de regularizare a albiilor râurilor cuprind sectoare lungi de râu și pot conține aproape toate tipurile de lucrări analizate mai sus: îndiguiri, străpungeri, apărări de mal, diguri longitudinale de consolidare a malurilor, diguri de dirijare a curenților, epiuri, închideri de albie, traverse îngropate în albia majoră etc. (fig. 4.32). De cele mai multe ori se concep și se analizează mai multe variante de scheme de regularizare și îndiguire a albiei unui râu pe un sector dat; varianta care se adoptă

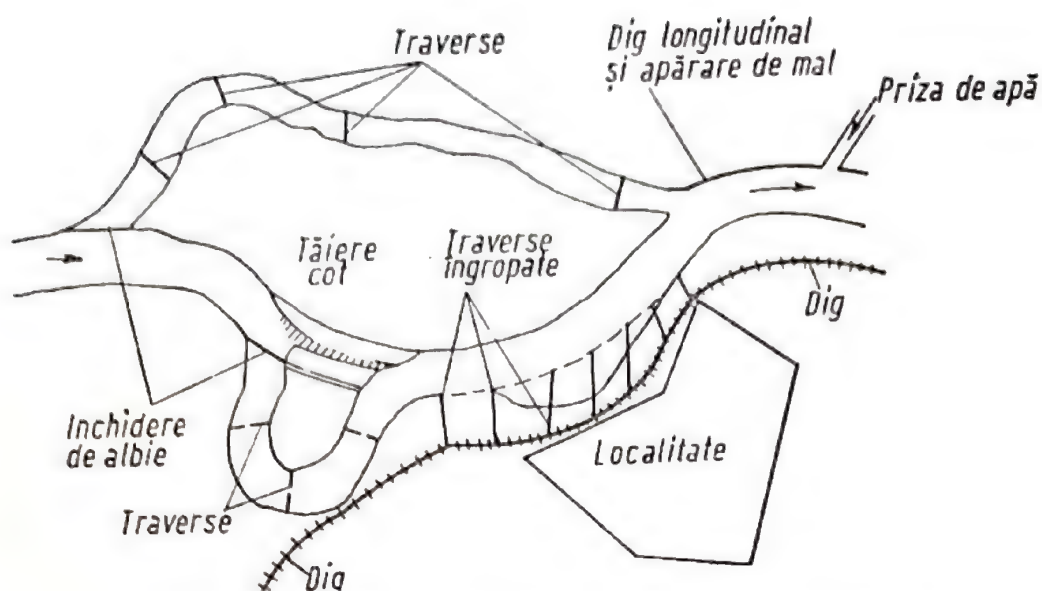


Fig. 4.32 — Schema de regularizare a albiei unui râu

trebuie să răspundă optim la condițiile tehnice și economice care se impun.

În general, în cazul unor sectoare de râu în afara centrelor populate, unde ne interesează numai fixarea traseului albiei minore, se pot folosi epiuri, traverse, închideri, lucrări elastice, fără să fie necesar să se asigure o linie continuă a malurilor. În cazul, unor sectoare de râu în centre populate lucrările de regularizare constau, în general, din lucrări de calibrare a secțiunii albiei, râul luînd forma unui canal cu maluri fixe consolidate (diguri longitudinale de consolidare a malurilor, diguri și ziduri de sprijin insubmersibile, prăguri pentru stabilizarea fundului albiei etc.).

Lucrările de regularizare a albiei minore și de îndiguire a albiei majore formează un complex unitar. Prin lucrări de regularizare a albiei minore se mărește capacitatea de transport a acesteia. În limitele pe care le permit relațiile morfometrice și ținînd seama de amenajările din bazinul hidrografic din amonte (acumulări, combaterea eroziunilor de adîncime și de suprafață pe versanți ș. a.), precum și de posibilitățile de racordare la sectorul de albie din aval, se adîncește albia pe sectorul regularizat, se rectifică panta fundului, se mărește secțiunea de curgere, conform recomandărilor din capitolul 3 și din paragrafele 4.1 și 4.2 ale acestui capitol (fig. 4.33).

Adîncimea albiei și creșterea secțiunii de curgere poate să constituie o soluție foarte atrăgătoare, în special pe sectoare de râu unde se prevăd lucrări de combatere a inundațiilor prin îndiguire, mărirea debușeului unor poduri existente etc. Problema trebuie analizată cu mare răspundere, avînd în vedere faptul că o creștere exagerată a secțiunii de curgere prin albia minoră, fără lucrări în bazi-



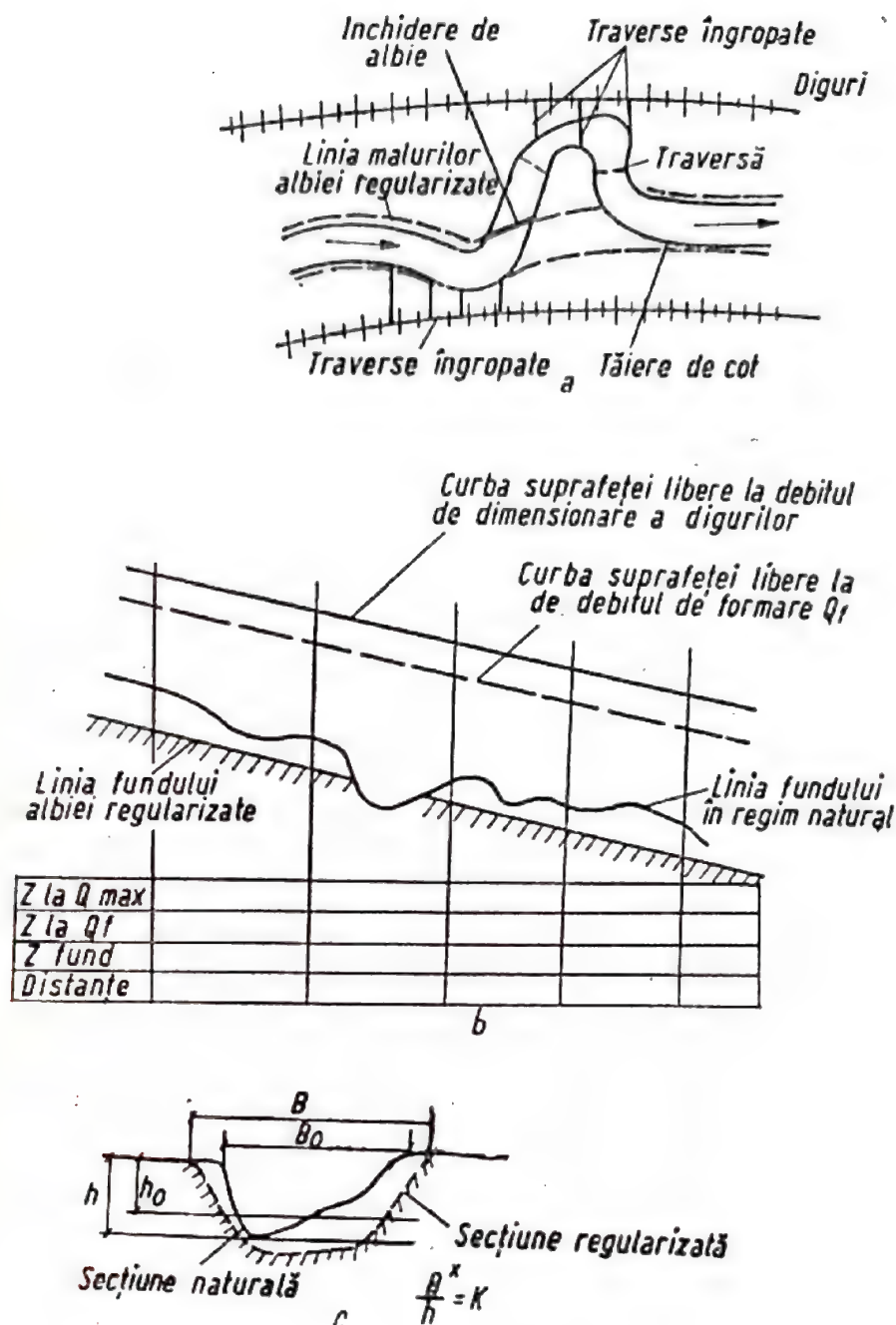


Fig. 4.33 — Adîncirea și lărgirea albiei în cazul reținerii aluviunilor în amonte

nul hidrografic amonte de reducere corespunzătoare a debitului solid, poate să conducă la împotmolirea albiei regularizate și la lucrări foarte costisitoare de întreținere care practic nu se pot realiza. O indicație asupra secțiunii de echilibru morfologic o dă graficul din figura 4.3.

Digurile se pot apropia de albia minoră, dar cu realizarea lucrărilor corespunzătoare de consolidare a taluzului dinspre apă, a albiei majore din zona dig-mal (cu traverse îngropate sau cu protecție continuă), precum și a malurilor albiei minore.

#### 4.3.2. Lucrări de regularizare a albiilor râurilor în zona podurilor [24]

La regularizarea albiilor râurilor în zona podurilor trebuie rezolvate următoarele probleme:

- realizarea unui acces al apei în secțiunea podului cât mai apropiat de normala la axa podului și a unei repartiții de viteze în secțiunea podului cât mai uniforme; utilizarea în acest fel la capacitatea maximă de evacuare a tuturor deschiderilor podului;
- asigurarea debușeului podului, la debite maxime cu asigurare de calcul și cu asigurare de verificare, cu înălțimi de liberă trecere admisibile și cu supraînălțări de nivel acceptabile;
- obținerea unor afuieri generale și unor afuieri locale acceptabile din punct de vedere al stabilității albiei și al siguranței construcției podului.

Rezolvarea acestor probleme are caracter de dimensionare la podurile noi care se proiectează și caracter de verificare sau de redimensionare la podurile existente. În cele ce urmează se expune pe scurt modul cum se rezolvă fiecare problemă, avînd în vedere importanța pe care o prezintă dimensionarea corectă a lucrărilor de regularizare și de îndiguire a albiilor râurilor în zona podurilor, importanță evidențiată în special în timpul inundațiilor produse în ultimii ani pe râurile din țara noastră. Pe unele râuri inundațiile au fost agravate tocmai datorită unor poduri subdimensionate.

— *Realizarea unui acces corespunzător al curenților în secțiunea podului și folosirea maximală a capacității de evacuare a podului.* Accesul normal al curenților la axul podului se realizează prin *amplasarea podului perpendicular pe traseul albiei*, pe un sector în aliniament al albiei râului sau prin *crearea unui traseu al albiei minore* a râului normal pe axul podului. Totodată se urmărește ca și curenții din albia majoră a râului să fie dirijați normal la axul podului cu ajutorul unor diguri de dirijare (fig. 4.34).

Digurile de dirijare sînt de obicei de formă eliptică în partea amonte a podului, cu axa mare normală pe axul podului (fig. 4.35).

Raportul  $\frac{a}{b}$  dintre axa mare și axa mică a elipsei digurilor de dirijare este funcție de raportul între debitul  $Q_c$  aferent albiei barate de rampele de acces la pod și debitul total  $Q$  al albiei în secțiunea podului (tab. 4.3).

În partea aval de pod digurile de dirijare sînt ușor evazate, astfel încît să nu se producă desprinderea curenților și formarea de vârtejuri.



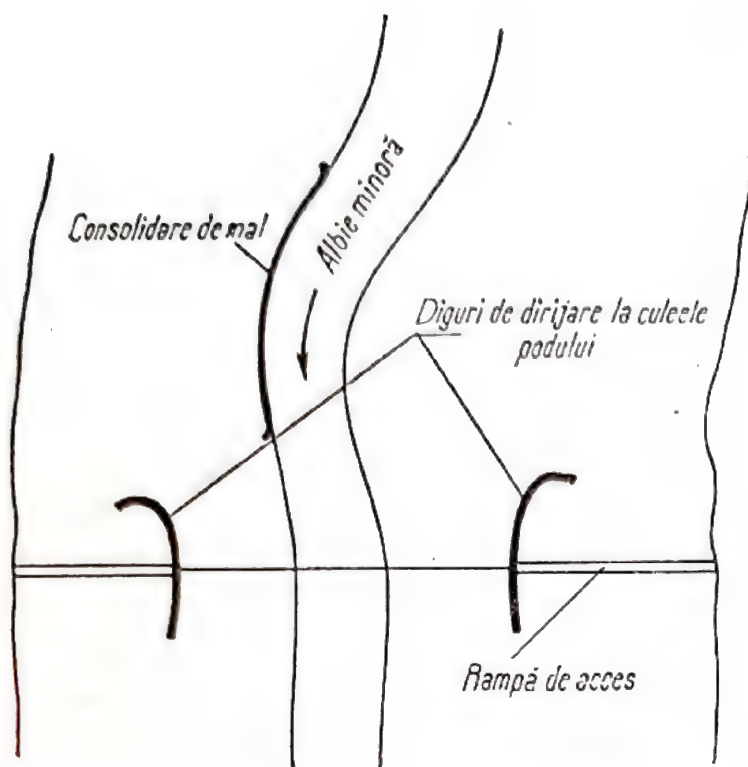


Fig. 4.34 — Schema lucrărilor de regularizare la un pod

În funcție de condițiile locale se pot concepe și alte forme de diguri de dirijare, de exemplu, diguri de dirijare racordate la rampele cu acces oblic, diguri de dirijare racordate la digurile de apărare (fig. 4.36).

În cazul digurilor de dirijare de formă eliptică, dimensionate conform tabelului 4.3, viteza maximă a curentului se realizează în secțiunea podului și are valoarea  $v_{max} =$

$= 1,0 - 1,2 \frac{Q}{\omega'_m + \omega'_M}$ . În funcție de această valoare se determină adâncimea maximă a afuierilor locale.

Tabelul 4.3.

Valoarea raportului  $\frac{a}{b}$

$\frac{Q_c}{Q}$	0,10	0,10+0,20	0,20—0,30	0—0,30
$\frac{a}{b}$	1,5	1,67	1,80	2,0

Albia minoră a râului în secțiunea podului trebuie să aibă adâncimi apropiate de cele uniforme pe toate deschiderile aferente podului. Albia majoră trebuie să fie curățată de vegetația care mărește rezistența la curgerea apelor mari pe un sector suficient de lung în zona podului (se întâlnesc cazuri când parte din deschiderile unor poduri existente sînt infundate cu vegetație, ceea ce reduce considerabil la ape mari debușul podurilor și provoacă supraînălțări mari de nivel).

— Debușeul podului la ape mari; înălțimea de liberă trecere și supraînălțările de nivel create de pod. Prin bararea albiei de către rampele de acces la pod, același debit  $Q$  este silit să curgă printr-o secțiune mai mică și din acest motiv se produce o supraînălțare  $\Delta z$  a nivelului apei în amonte de pod.

Se introduc următoarele notații referitoare la mărimile care caracterizează curgerea apei în zona podului:

— în ipoteza că podul nu există:

$Q_m$  — debitul corespunzător albiei minore;  $Q_M$  — debitul corespunzător albiei majore ( $Q = Q_m + Q_M$ );  $\omega_m$  — aria secțiunii albiei minore;  $\omega_M$  — aria secțiunii albiei majore;  $h_m$ ,  $B_m$  — adâncimea medie și lățimea albiei minore;  $h_M$ ,  $B_M$  — adâncimea medie și lățimea albiei majore.

— în ipoteza că podul există:

$Q'_m$  — debitul corespunzător albiei minore;  $Q'_M$  — debitul corespunzător albiei majore sub pod ( $Q = Q'_m + Q'_M$ ;  $Q'_m > Q_m$ );  $\omega'_m$  — aria secțiunii albiei minore sub pod;  $\omega'_M$  — aria secțiunii albiei majore sub pod (din care a fost scăzută aria ocupată de pilele podului și de zonele de vârtejuri datorate contracției curentului, de exemplu,  $\omega_m = \omega'_m + n[b + \lambda(1 - \epsilon)]$ ,

unde:

- $n$  — numărul pilelor în albia minoră;
- $b$  — lățimea pilei;
- $\lambda$  — deschiderea între două pile consecutive;
- $\epsilon$  — coeficientul de contracție la pilele podului (tab. 4.4., fig. 4.37).

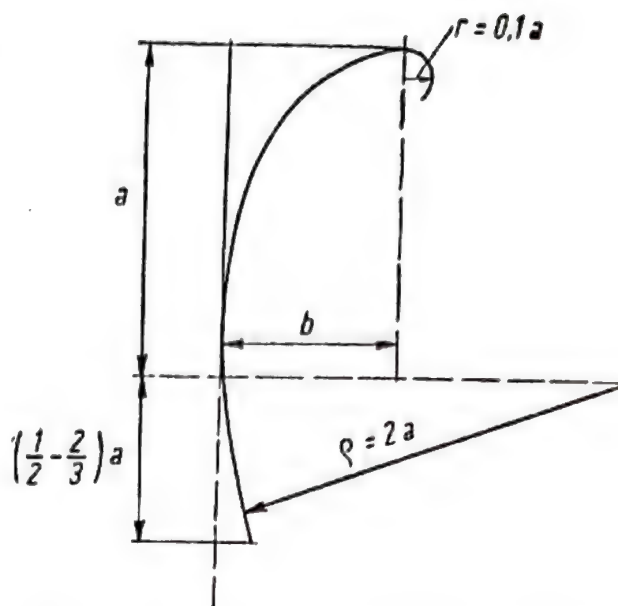


Fig. 4.35 — Dig de dirijare de formă eliptică

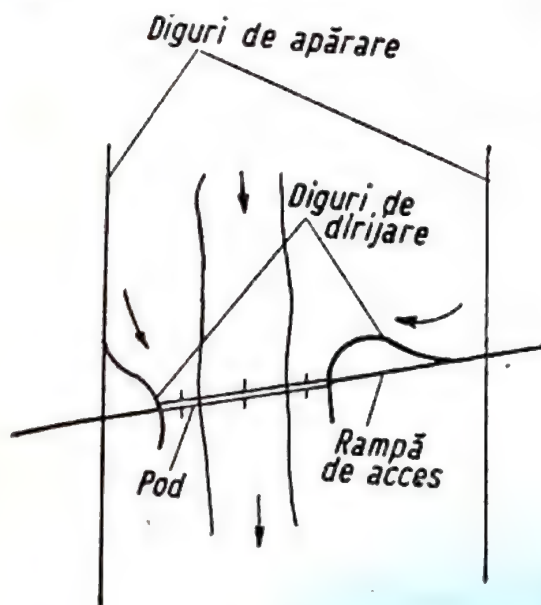


Fig. 4.36 — Diguri de dirijare adaptate condițiilor locale



Tabelul 4.4

Coeficientul de contracție la pile  $\varepsilon$ 

Viteza $v$ m/s	Deschiderea în m						
	10	20	30	40	50	100	125
1,50	0,95	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00
2,00	0,93	0,97	0,98	0,98	0,99	1,00	1,00
3,00	0,89	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00
4,00	0,85	0,93	0,95	0,96	0,97	0,99	0,99

Dacă  $Q_c$  este debitul corespunzător albiei barate pe rampele de acces, avem:

$$Q'_m = Q_m + Q_c \frac{\omega'_m}{\omega'_m + \omega'_M} \quad (4.11)$$

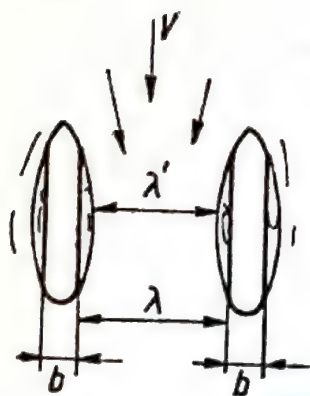
$$Q'_M = Q - Q'_m \quad (4.12)$$

Viteza medie a curentului în albia minoră, în ipoteza că afuierile nu s-au produs, rezultă:

$$v'_m = \frac{Q'_m}{\omega'_m} \quad (4.13)$$

iar viteza medie în albia majoră în aceleași condiții:

$$v'_M = \frac{Q'_M}{\omega'_M} \quad (4.14)$$



$$\varepsilon = \lambda'/\lambda ;$$

Fig. 4.37 — Contracția  
la pilele podului

Supraînălțările de nivel produse de pod (în ipoteza că afuierile nu s-au produs) se calculează cu relația:

$$\Delta z = \frac{v_m'^2 - v_m^2}{2g} \quad (4.15)$$

La riurile cu pat foarte ușor erodabil, pentru calculul supraînălțărilor de nivel se poate admite că s-au produs cel mult 1/3

din afuierile generale  
și în loc de  $\omega'_m$  se in-  
troduce  $\omega'_m + \frac{1}{3} \Delta \omega_m$ ,

unde:

$\Delta \omega_m$  este creșterea sec-  
țiunii de cur-  
gere prin al-  
bia minoră  
datorită afu-  
ierilor gene-  
rale.

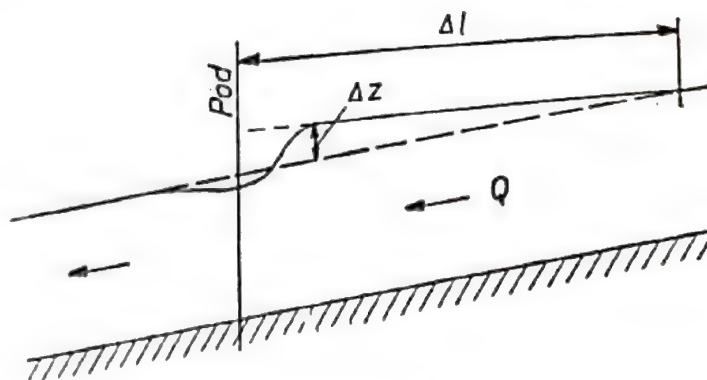


Fig. 4.38 — Supraînălțarea de nivel  $\Delta z$  la poduri

Supraînălțarea de nivel maximă ( $\Delta z$ ) are loc puțin în amonte de pod, dar în practică se consideră că nivelul maxim se produce imediat amonte de pod (fig. 4.38).

Lungimea  $\Delta l$  pe care se stinge remuul se admite:

$$\Delta l = \frac{2 \Delta z}{i} \quad (4.16)$$

unde:

$i$  este panta medie în ipoteza că podul n-ar exista.

Înălțimea de liberă trecere sub pod  $\Delta h(m)$  (diferența între cota celui mai de jos element al suprastructurii podului și cota apelor la debitul de calcul sau de verificare) se determină în secțiunea podului, adică acolo unde încă nu se simte influența remuului ( $\Delta z$ ) și are valorile din tabelul 4.5.

Tabelul 4.5

Înălțimea de liberă trecere sub pod  $\Delta h(m)$

Felul podului	La debitul de calcul		La debitul de verificare
	Cale ferată	Drumuri	
Poduri pe grinzi (rîul transportă plutitori)	1,50	1,00	0,25
Poduri pe grinzi (rîul nu transportă plutitori)	1,00	0,75	0,00
Poduri boltite (sub cheia bolții)	1,25 sau $\Delta h \geq \frac{f}{2}$	1,25 sau $\Delta h \geq \frac{f}{2}$	0,50 sau $\Delta h \geq \frac{f}{3}$



— Afuierile generale și afuierile locale în albie în secțiunea podului. Afuierile generale în albia minoră în secțiunea podului se produc atît pe adîncime, cît și pe lățime, dacă nu sînt limitate de terenuri rezistente la eroziune.

Notînd cu  $\omega_m a$  aria secțiunii prin albia minoră în urma afuierilor generale:

$$\omega_m a = \omega'_m + \Delta \omega_m \quad (4.17)$$

calculul afuierilor generale se efectuează cu ajutorul relațiilor:

$$\omega_m a = \omega_m \frac{v'_m}{v_m} = \omega_m A \quad (4.18)$$

unde:

$$A = \frac{v'_m}{v_m} \text{ este coeficientul de afuiere generală, ale cărui valori nu trebuie să depășească } 1,35-1,45.$$

Dacă și malurile și fundul albiei sînt erodabile, rezultă relația morfometrică:

$$\frac{B_m^x}{h_m} = \frac{B_m a^x}{h_m a} ; \quad h_m a = h_m A^{\frac{x}{1+x}} ; \quad B_m a = B_m A^{\frac{1}{1+x}} \quad (4.19)$$

unde:  $\frac{1}{2} < x < 1$ ,  $h_m a$  și  $B_m a$  — adîncimea medie și lățimea albiei minore după producerea afuierilor generale.

Dacă lungimea podului ( $L$ ) limitează lățimea albiei minore  $B_m a = L$ , adîncimea medie a curentului după producerea afuierilor în albia minoră devine:

$$h_m a = h_m \frac{B_m}{L} \cdot A \quad (4.10)$$

Cunoscînd adîncimea medie,  $h_m a$ , după producerea afuierilor generale, adîncimea maximă,  $h_{max} a$ , în albie se calculează cu relația:

$$h_{max} a = h_{max} \cdot \frac{h_m a}{h_m} \quad (4.21)$$

Dacă pe adîncime afuierile sînt limitate de straturi greu erodabile, afuierile se dezvoltă numai pe lățimea albiei.

În albia majoră afuierile generale se dezvoltă numai în măsura în care  $v'_M > v_{cr}$ , unde  $v_{cr}$  este viteza critică de antrenare a materialului din albie.

Afuierile generale se calculează cu debitul maxim cu asigurare de calcul, elementele secțiunii considerîndu-se la nivelul corespunzător acestui debit.

Adîncimea afuierilor locale în zona pilelor se calculează cu relația autorului propusă în lucrarea [24]:

$$\frac{h_{af}}{b} = 2,42 k k_{\alpha} \left( 2 \frac{v}{v_{cr}} - 1 \right) \left( \frac{v_{cr}^2}{g b} \right)^{1/3} \quad (4.22)$$

unde:

$v$  este viteza medie a curentului;

$v_{cr}$  — viteza critică de antrenare a materialului din albie — relația (2.5)

$b$  — lățimea pilei;

$k$  — coeficientul care ține seama de forma pilei (pentru pile circulare;  $k=1,0$ , pentru pile dreptunghiulare cu avanbecul ovoidal  $k=0,8$ );

$k_{\alpha}$  — coeficientul care ține seama de unghiul de atac al curentului (fig. 4.39).

Formula (4.22) este valabilă pentru  $v < v_{cr}$ . Pentru  $v > v_{cr}$  se va folosi formula:

$$\frac{h_{af}}{b} = 2,52 k k_{\alpha} \left( \frac{v_{cr}^2}{g b} \right)^{1/3} \quad (4.23)$$

În ambele formule (4.22) și (4.23) pentru  $\frac{h_{af}}{b} < 1$  se va considera:  $\frac{h_{af}}{b} \simeq 1$ .

Lungimea podului se determină sau se verifică atît din punct de vedere al supraînălțărilor maxime de nivel  $\Delta z$  produse, cît și din punct de vedere al afuierilor generale.

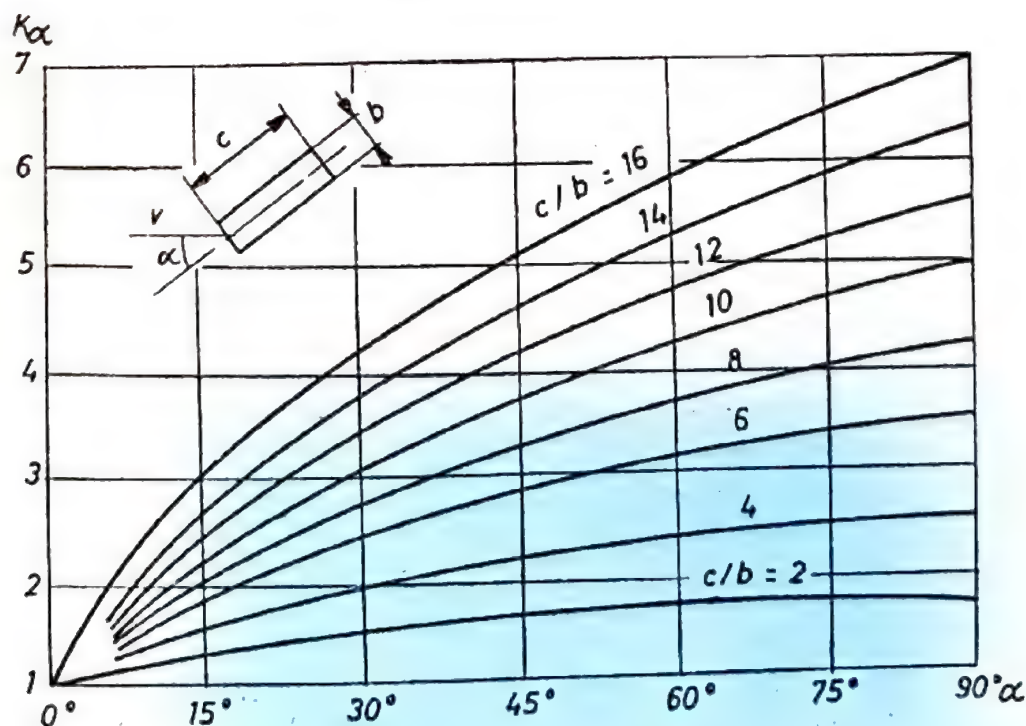


Fig. 4.39 — Valorile coeficientului  $k$



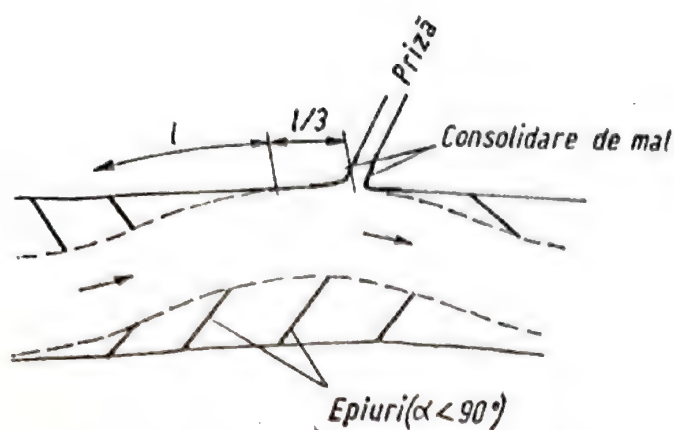


Fig. 4.40 — Schema lucrărilor de regularizare la captări în curent liber

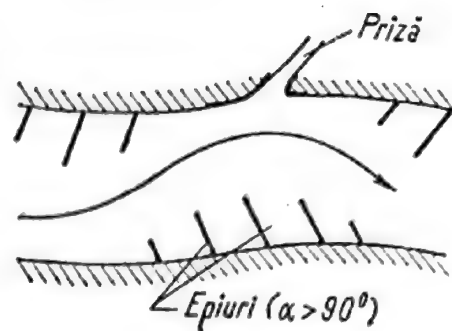


Fig. 4.41 — Epiuri care perturbă intens curgerea apei în zona prizei

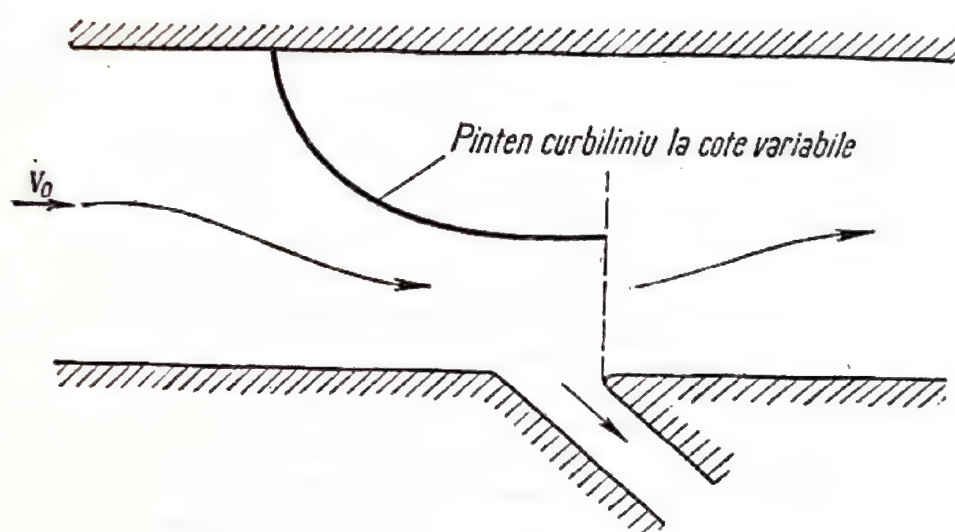


Fig. 4.42 — Pinten curbiliniu la priză

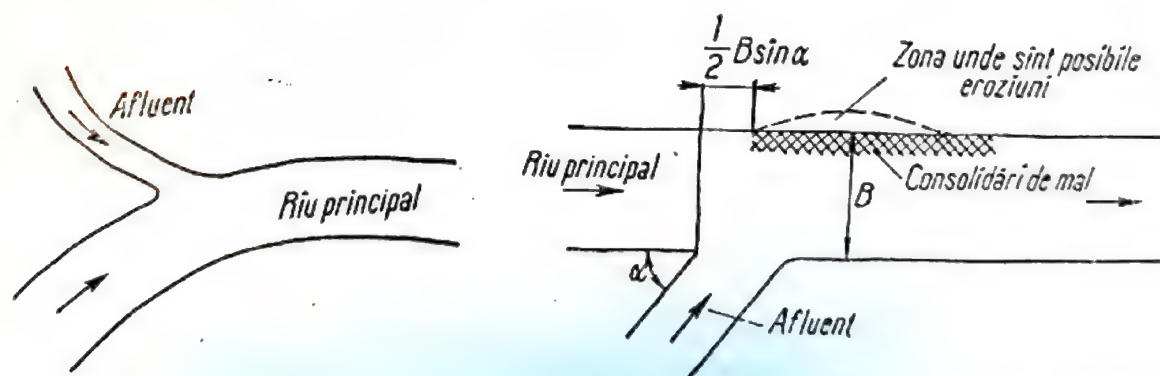


Fig. 4.43 — Confluență favorabilă

Fig. 4.44 — Schema lucrărilor de consolidare a malurilor la o confluență

#### 4.3.3. Schema lucrărilor de regularizare la captări în curent liber

Lucrările de regularizare la captările în curent liber trebuie să asigure stabilitatea albiei în zona prizei, să conducă la diminuarea volumului de aluviuni în suspensie intrate în priză și la evitarea celor tîrîte, să asigure, la ape mici pe rîu, niveluri ridicate în albie în zona prizei, suficiente pentru captarea debitului de calcul, să evite intrarea flotorilor, ghețurilor în priză etc.

Pentru realizarea unei circulații transversale a apei în albie, favorabile prizei, se creează artificial un traseu sinuos albiei cu ajutorul lucrărilor de regularizare (epiuri, diguri de dirijare) ca în figura 4.40. Priza trebuie să fie situată pe malul concav în aval de capul curbei, la cca.  $1/3$  din lungimea curbei. Este foarte important ca epiurile din albie să fie înclinate spre aval ( $\alpha < 90^\circ$ ) cu un unghi cît mai mic, pentru a nu turbuliza curenții la intrarea în priză. Din acest motiv nu se recomandă schema de lucrări din figura 4.41.

Pentru stabilizarea talvegului albiei spre malul pe care este amplasată priza și pentru asigurarea nivelului necesar captării la ape mici pe rîu, se poate aplica cu foarte bune rezultate o soluție găsită prin cercetări de laborator<sup>1</sup>. Soluția constă dintr-un pinten curbiliniu submersibil încastrat în malul opus prizei care dirijează curenții la ape mici spre malul prizei (fig. 4.42). Pintenul are coronamentul în pantă în așa fel încît cota cea mai de jos la capătul pintenului să corespundă nivelului minim cu asigurare 80%, iar cota cea mai de sus, la rădăcina pintenului, să corespundă nivelului mediu. O astfel de soluție s-a aplicat pe rîurile Argeș, Olt, Mureș, Siret etc.

De cele mai multe ori pintenul curbiliniu este însoțit de epiuri în amonte și în aval pentru stabilizarea curenților pe un traseu favorabil. Uneori pentru limitarea adîncimilor în secțiunea prizei se prevăd praguri de fund îngropate.

#### 4.3.4. Schema lucrărilor de regularizare la confluențe

Lucrările de regularizare la confluențe trebuie să stabilizeze albiile rîurilor la punctul de confluență, să îmbunătățească curgerea lichidă și solidă, să evite depunerile de aluviuni și eroziunile.

Confluența cea mai favorabilă este aceea care are loc într-o zonă de concavitate a rîului principal, iar curburile celor două rîuri sînt contrare (fig. 4.43).

Pentru a evita eroziunile pe malul opus, se fac lucrări de consolidare cu pereuri din anrocamente, cu diguri longitudinale sau epiuri (fig. 4.44).

<sup>1</sup> Prof. dr. doc. S. Hâncu și ing. L. Predescu.



## 5. Materiale și elemente de construcție folosite la lucrările de regularizare a albiilor râurilor

### 5.1. Materiale de construcție

Lucrările de îndiguire și regularizare a albiilor râurilor necesită volume mari de materiale și din acest motiv este indicat să se folosească materiale locale, care să reziste însă la acțiunea de erozare și de dizolvare a curentului de apă, la îngheț-dezgheț, la acțiunea dinamică a sloiurilor de gheață, la variațiile de umiditate etc.

Cele mai folosite materiale sînt: pămîntul, piatra, lemnul, metalul, betonul. Într-un volum redus se folosește și betonul armat, materialele bituminoase ș. a.

*Pămîntul* se folosește în special la construcția digurilor. La lucrările de regularizare se folosește la umpluturi, ca material auxiliar. Pămîntul vegetal se folosește la acoperirea digurilor pentru inierbarea lor și la îmbrăcarea nuielor și fascinelor pentru a favoriza lăstărirea acestora.

*Piatra* se utilizează pe scară largă în lucrările de regularizare (masive de anrocamente, îmbrăcămînți, ca material de încărcare a elementelor executate din material lemnos, ca filtre și straturi de egalizare etc.) și în protecția cu anrocamente a digurilor. Se utilizează piatra de rîu, piatra brută de carieră, piatra spartă, piatra cioplită etc.

Dintre condițiile tehnice pe care trebuie să le satisfacă piatra, pentru lucrările de regularizare a albiilor râurilor menționăm:

- să reziste la acțiunea înghețului și deghețului (să nu fie gelivă);
- să reziste la acțiunea agenților agresivi din apă;
- să nu fie solubilă în apă (de ex. trebuie evitat calcarul);
- să aibă o greutate specifică, mai mare de  $2 \text{ t/m}^3$ ;
- să aibă o greutate suficient de mare pentru a rezista la viteza curentului de apă.

*Lemnul* se utilizează sub formă de nuiete, crengi, arbori, țărui, pari, bușteni, grinzi, longrine, moaze, cherestea etc., la lucrările de regularizare a albiilor râurilor.

Lemnul, sub formă de bușteni (cu diametrul de 20—40 cm și lungimea de 3—15 m) și grinzi, servește la consolidări de maluri, căsoaie, praguri de fund ș.a., în general, în combinație cu piatra.

**Nuielele** (salcie, răchită, plop, anin) care se utilizează la confecționarea fascinelor, a împletiturilor, a gardurilor și care trebuie să lăstărească se recoltează toamna sau iarna, când au sevă mai puțină, Nuielele trebuie să aibă lungimea mai mare de 2 m și diametrul la capătul gros de 1—4 cm.

Nuielele și crengile se păstrează în stive ferite de soare, în care scop se acoperă cu frunze și crengi pentru a nu se usca.

**Metalul** intră ca material de construcție la lucrările de regularizare a albiilor râurilor sub formă de plasă de sîrmă pentru gabioane, sîrmă de legat snopi de fascine, elemente de prindere (cuie, scoabe, buloane) etc.

Betonul, betonul armat, betonul asphaltic, deși se întîlnesc în cantități relativ reduse, au perspectiva să se folosească din ce în ce mai mult, întrucît înlesnesc mecanizarea executării construcțiilor (turnate monolit sau prefabricate).

## 5.2. Elemente de construcție

**Snopii și nuielele de fascine.** Snopii sînt mănunchiuri de nuiele, așezate cu cotoarele într-o singură parte și legate cu sîrmă arsă ( $\varnothing=1,8$  mm) (fig. 5.1). Din snopi se construiesc pachetaje, paturi etc.

Fascinele sînt mănunchiuri de nuiele cu cotoarele repartizate către ambele capete, legate cu sîrmă neagră (fig. 5.2) și se confecționează la locul de depozitare pe capre de lemn. Fascinele se utilizează în special la saltele de fascine și la alte elemente de construcție.

**Sulurile de nuiele** (fascine lestate, fascine grele, cilindri de nuiele). Se confecționează pe capre joase la locul de punere în operă fiind alcătuite dintr-o cămasă de nuiele și umplutură de piatră sau bolovani de rîu (fig. 5.3). Au diametrul de 0,60; 0,80 sau 1,00 m și lungimea 4—10 m. Cu această lungime sulurile se folosesc pentru închideri de albie sau ca diguri submersibile, epiuri, la astuparea breșelor în diguri etc.

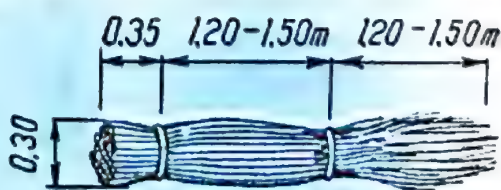


Fig. 5.1 — Snop de nuiele



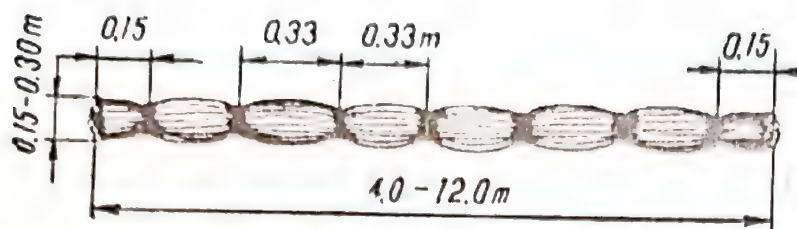


Fig. 5.2 — Fascină de nuiele

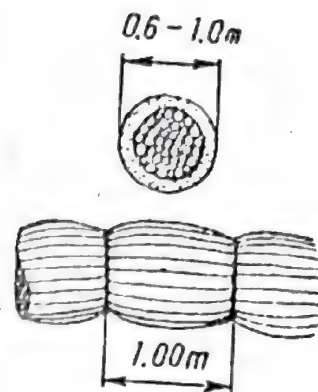


Fig. 5.3 — Sul de nuiele

Cînd se folosesc la apărări de maluri, sulurile pot avea lungimea egală cu lungimea sectorului de apărare.

**Pachetaje de fascine și de nuiele.** Se pot folosi în cazul râurilor cu viteze mici ale apei la construcția digurilor de dirijare, a epiurilor. Pachetajele de fascine sau de nuiele constau din straturi de fascine sau snopi de nuiele, fixate cu fascine așezate transversal și cu țăruiși și încărcate cu piatră (fig. 5.4.).

**Saltea de fascine.** Este un element de construcție deosebit de frecvent utilizat la lucrările de regularizare a albiilor râurilor, drept fundație, pe paturile afuiabile ale albiilor de râuri cu scurgerea continuă.

Salteaua de fascine constă dintr-un grătar inferior care se fixează pe fundul albiei, un grătar superior în care se așază piatră de leștare și o umplutură (fig. 5.5.)

Grosimea saltelei de fascine poate fi de 0,45 m; 0,65 m; 0,75 m și 1,00 m; lungimea de 10—20 m, iar lățimea după caz.

**Garduri de nuiele.** Sînt alcătuite dintr-un rînd de pari de grosime 6—8 cm și înălțime de 0,80—1,50 m, care se bat în pămînt la cca. 0,50 m distanță. În jurul lor se împletesc nuiele care urmează să lăstărească. Se folosesc pe râuri cu viteze mici ale curentului și cu transport intens de aluviuni, pentru închideri de albie, apărări de maluri ș.a. (figura 5.6).

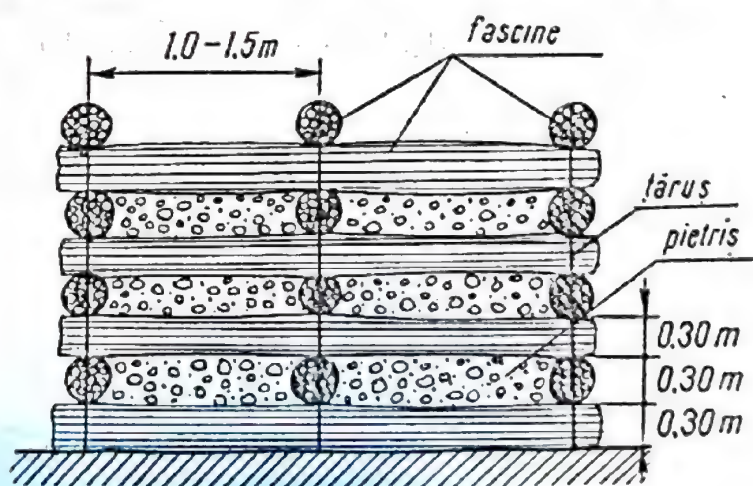


Fig. 5.4 — Pachetaj din fascine

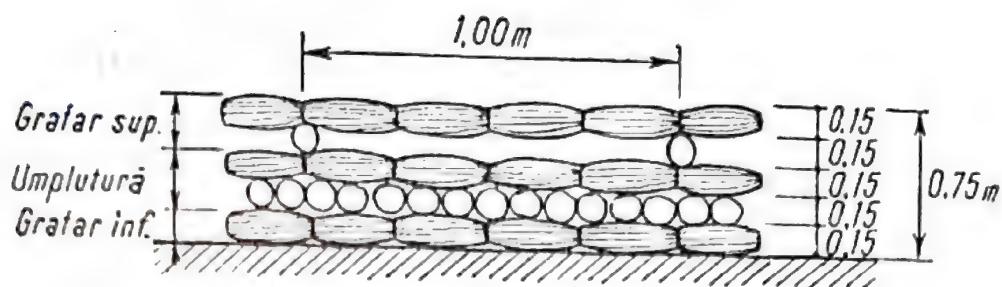


Fig. 5.5 — Saltea de fascine

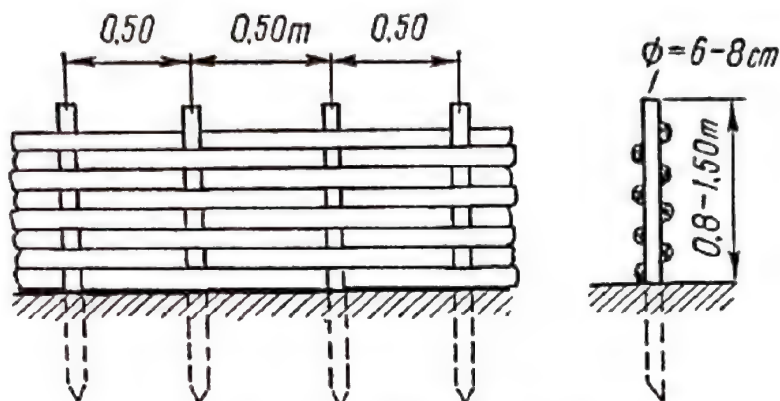


Fig. 5.6 — Gard de nuiele

**Gabioane.** Gabioanele sînt cutii paralelipipedice sau cilindrice din plasă de sîrmă care se umplu cu piatră de rîu de diametru mic și care se folosesc ca elemente de construcție la diguri longitudinale, epiuri, apărări de mal ș.a. unde piatra mare lipsește. Se confecționează gabioane-cutii cu înălțimea de 1,0 m, lățimea de 1,00—1,5 m și lungimea de 3—5 m, gabioane saltele de înălțime 0,40—0,50 m și dimensiuni în plan de  $2 \times 3$  m sau de  $3 \times 4$  m și gabioane-cilindrice cu diametrul pînă la 1 m și lungimea de 4—10 m (fig. 5.7).

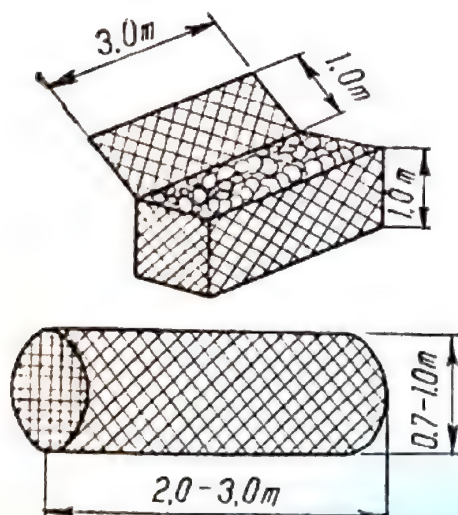


Fig. 5.7 — Gabioane: cutie și cilindru

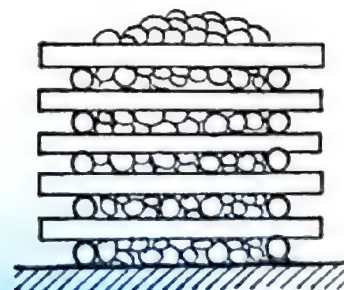


Fig. 5.8 — Căsoale din lemn



Plasa de sîrmă este de sîrmă zincată de 3—4 mm grosime, elementele de legătură din bare de oțel zincat sau oțel beton de  $\varnothing=10-18$  mm.

*Căsoaie.* Căsoaiele sînt cutii de lemn sau din prefabricate de beton armat umplute cu piatră (fig. 5.8).

Căsoaiele de lemn se confecționează în regiunile bogate în păduri și se folosesc în special pe râurile cu regim torențial de curgere și care transportă aluviuni de diametru mare. Se confecționează rapid și se folosesc la apărări de maluri în special.

## 6. Studii necesare proiectării și execuției lucrărilor de regularizare și îndiguire a albiilor râurilor

Pentru proiectarea și execuția lucrărilor de îndiguire și regularizare a albiilor râurilor sînt necesare, în general, studii topografice, studii geotehnice, studii hidrologice și studii hidraulice. Volumul și gradul de aprofundare al acestor studii depind de amploarea și dificultatea problemelor pe care le ridică lucrările de regularizare pe sectorul respectiv de râu. Uneori problemele de proiectare a lucrărilor de regularizare sînt atît de complexe, încît nu pot fi rezolvate fără studii hidraulice pe modele la scară redusă.

În acest capitol, se vor enumera numai principalele studii care sînt necesare la proiectarea și execuția lucrărilor de îndiguire și regularizare a albiilor râurilor, fără să se intre în detalii asupra conținutului lor, care de altfel e dictat de specificul fiecărui râu în parte.

### 6.1. Studii topografice

— Planul de situație al sectorului de râu pe care urmează a se executa lucrările de regularizare la scara 1 : 5000—1 : 1000 cu curbe de nivel echidistante la 0,25—0,50 m.

— Profile transversale prin albia minoră și albia majoră la distanțe de cca. (2—3)B, unde B este lățimea albiei minore. În albia majoră, profilele transversale pot fi la distanțe mai mari, de ordinul a 500—700 m, în funcție de gradul de accidentare. Scara pe verticală 1 : 100, scara pe orizontală — la scara planului de situație.

— Profilul longitudinal prin albia minoră, la scara 1 : 100 pe verticală, iar pe orizontală — la scara planului de situație, conținînd linia talvegului, linia malurilor, nivelul apelor la data ridicării, nivelul apelor la viitura cea mai mare din ultimul timp, cota zero a mirelor hidrometrice etc.

— Planurile de situație și orice alte ridicări topografice, reprezentînd configurația albiei în trecut, necesare pentru stabilirea evoluției fenomenelor morfologice și pentru prognozarea lor.



## 6.2. Studii geotehnice

- Profile geologice prin albie (minoră și majoră) în secțiuni caracteristice din care să rezulte stratificația terenului, caracteristicile materialului din care sînt alcătuite fundul și malurile albiei (presiuni admisibile, unghiul de frecare interioară, panta admisibilă a taluzului).
- Curba granulometrică a straturilor de teren din zonă.
- Caracterizarea geotehnică a materialelor din zonă care pot fi folosite ca materiale de construcție sau ca agregate pentru pregătirea betoanelor.

## 6.3. Studii hidrologice

- Hidrografele viiturilor cu debit la vîrf cu asigurare de calcul și de verificare în secțiunile caracteristice pe sectorul de rîu care urmează a fi îndiguit și regularizat, inclusiv pe afuenți în zona de confluență. În cazul îndiguirilor la confluența a două rîuri se vor efectua studii hidrologice privind coincidența viiturilor și se vor determina asigurările bidimensionale, conform metodicii expuse în capitolul 1.
- Hidrografele viiturii celei mai mari în ultimii ani sau din perioada de observație. Nivelurile maxime observate pe sectorul propus pentru îndiguire, debitele măsurate, supraînălțările de nivel produse la podurile existente în zonă, date cu privire la comportarea podurilor și altor construcții în zonă.
- Debitele maxime cu asigurare de calcul și de verificare în regim natural (sau actual) pe sectorul propus pentru îndiguire și nivelurile corespunzătoare. Debitele atenuate în luncă la viiturile cu asigurare de calcul și de verificare.
- Nivelul maxim cu asigurarea 5%, nivelul mediu și nivelul minim cu asigurarea 80%, în cîteva secțiuni caracteristice în albia rîului, în vederea stabilirii zonelor de inundație a malurilor, caracteristice lucrărilor de regularizare a albiei.
- Debitul maxim cu asigurare 5%, debitul mediu și debitul de formare a albiei (debitul care umple albia minoră) în vederea determinării vitezelor curentului apei în secțiuni caracteristice.
- Hidrograful nivelurilor, curba de durată și curba de frecvență a nivelurilor pentru un an ploios, în vederea determinării numărului probabil de zile în care se pot executa la uscat diverse lucrări de regularizare.

- Date privind debitul solid tîrit și în suspensie, pe rîu la viituri și la debite medii.
- Date privind stabilitatea albiei în zonă.
- Curba granulometrică a aluviunilor de pe patul albiei.

#### 6.4. Studii hidraulice

Studiile hidraulice se efectuează prin calcule și, în cazul unor sectoare importante de rîuri, prin încercări experimentale pe modele hidraulice în condiții de laborator.

Studiile hidraulice prin calcule se referă la determinarea regimului hidrologic modificat prin amenajări al rîului respectiv pe sectorul propus pentru îndiguire și regularizare (debite de calcul, niveluri corespunzătoare la asigurări de calcul și de verificare), precum și la stabilirea elementelor caracteristice ale albiei regularizate (debite de formare, secțiune de echilibru, morfologic, traseu stabil etc.) și a parametrilor de funcționare a construcțiilor de regularizare propuse (viteze maxime, adîncimi de afuiere etc.).

Studiile hidraulice pe bază de încercări pe model în condiții de laborator se referă, în principal, la stabilirea schemei de regularizare și îndiguire a albiei rîului, la dimensionarea lucrărilor de regularizare și la prognozarea fenomenelor morfologice în albie în regim modificat. Lucrările de regularizare a albiilor rîurilor pun probleme atît de complexe, încît sîntem nevoiți să apelăm la metoda modelării hidraulice, cel puțin în cazurile în care aceste lucrări afectează obiective economice importante sau necesită investiții mari.



## 7. Indicații privind executarea și întreținerea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor

### 7.1. Executarea lucrărilor de regularizare și îndiguire a albiilor râurilor

— Lucrările de regularizare a albiilor râurilor se execută din aval spre amonte. Lucrările începute pe un tronson trebuie să fie duse pînă la faza la care nu sînt deteriorate de viiturile de primăvară.

— Executarea lucrărilor de regularizare a albiilor să se facă în perioada apelor mici, vară, toamna și iarna. Digurile de apărare se execută în afara perioadelor de inundație.

— Executarea lucrărilor este precedată de trasarea lor și de stabilirea ordinii de punere în operă a diverselor materiale. La apărările de mal execuția lucrărilor începe cu realizarea fundației, a banchetei de sprijin din zonele 1 și 2 și continuă cu lucrările din zonele 3 și 4.

Digurile longitudinale se execută în același fel, de obicei din aval spre amonte.

Epiurile se execută de la mal spre albie și se desfășoară în ordinea firească de punere în operă a materialelor.

Tăierile de coturi se execută „la uscat”, lăsînd două dopuri în capetele amonte și aval ale noii albiei. Concomitent se execută și unele lucrări de fixare a malurilor albiei rectificate (anrocamente îngropate pe linia malurilor definitive) dacă există pericolul ca noua albie să divagheze. Ultima operație constă în desfacerea dopurilor, întîi cel din aval, apoi cel din amonte.

Închiderile de albie se execută cu foarte mare prudență, numai după ce s-au asigurat condițiile de dezvoltare a albiei noi. Se execută mai întîi salteaua de fascine, apoi se execută sulul de fascine care se așterne pe toată lățimea albiei și apoi anrocamentele de piatră. Traversele se execută după execuția închiderii.

Pragurile de fund se execută de obicei în etape, prin apărarea zonei de lucru cu batardouri și strangularea secțiunii de curgere a curentului.

## 7.2. Întreținerea lucrărilor de regularizare a albiilor

În regulamentul de intrare în funcțiune și dare în exploatare trebuie să se prevadă o serie de reguli și măsuri pentru întreținerea lucrărilor de regularizare. Dintre acestea menționăm:

— Paza și supravegherea lucrărilor de regularizare de către organul de gospodărire a apelor pe teritoriu sau de organul sau unitatea care beneficiază direct de pe urma realizării acestor lucrări. În fiecare an după trecerea viiturilor se inspectează lucrările de regularizare, se identifică eventualele degradări și se iau imediat măsuri de refacere. În timpul viiturilor de asemenea se supraveghează comportarea lucrărilor de regularizare și în cazuri excepționale când acestea cedează, se iau măsuri urgente de limitare a degradărilor.

— Reparații curente și reparații capitale, care se fac ca urmare a degradării mărunte sau a unor degradări importante survenite și identificate.

— Un principiu de bază care trebuie respectat la întreținerea lucrărilor de regularizare este acela al intervenției imediate pentru repararea degradărilor identificate; orice întârziere poate scumpi foarte mult lucrările de reparație și de refacere și se poate solda cu pagube mari.

— Măsurile de intervenție pentru limitarea degradărilor se adoptă în funcție de natura acestor degradări și de materialele și mijloacele avute la dispoziție. De exemplu, în cazul degradărilor apărute la apărările de mal sau la digurile longitudinale este indicat să se intervină cu anrocamente în cantități suficiente pentru acoperirea breșelor respective. Diametrul anrocamentelor trebuie să depășească valoarea corespunzătoare vitezei de antrenare (relația 1.4). În cazul în care se dispune de piatră mărunță sau de piatră de riu, este recomandabil să se folosească gabioane din plasă de sîrmă, pregătite în prealabil de către organul de întreținere a lucrărilor.

În cazul rîurilor de șes cu viteze ale curentului relativ mici, se pot folosi ca lucrări de intervenție pentru repararea și limitarea degradărilor, garduri de nuiele simple și duble, copaci lestați, saci cu nisip și altele.

Degradările apărute în pragurile de fund sau la traverse și închideri de albie sînt mai greu de limitat în perioada viiturilor. De aceea, refacerea acestor lucrări, are loc după trecerea viiturilor.



## Bibliografie

1. Altschul A. .D — Ghidravliceskie poteri na trenie v truboprovodah Moscova, 1963.
2. Altunin S. T. — Regulirovanie rusel. Moscova, 1956.
3. Bătucă D. — Modele stochastice pentru studiul fenomenelor aluvionare. Hidrotehnica, vol 18, nr. 8, 1973.
4. Bogardi J. L. — Channel Stability and Sediment Movement. Al VI-lea Congres de hidraulică și construcții hidrotehnice, Padova, 1959.
5. Chang F. M. — Total Bed- Material Discharge in Alluvial Channels. Al VII-lea Congres A.I.R.H., Colorado, 1967.
6. Chien N. — The Present Status of Research on Sediment Transport Proc. ASCE, New-York, 80, sep. dec. 1954.
7. Chin C. L. — Stochastic Model of Motion of Solid Particles. Proc. ASCE, New-York, 93 (Hy., 5), sep. 1967.
8. Dan Eugen. — Regularizări de riuri, Partea I, Ed. Didactică și Pedagogică București, 1964.
9. Diaconu C. — Debitul solid pe riurile R.S.R. Lucrare de doctorat 1970.
10. Emmett W. W. Leopold L. B. — Geometry of river channels. Discussion J. Hydr. Div. Proc. Am. Soc. Ci . Engrs., 90, No. Hy 5, 1964.
11. Garde R. J., Albertson M. I. — Sand waves and regimes of flow in alluvial channels — Congresul A.I.R.H., Montreal, 1959.
12. Goncharov G. N. — Dinamika ruslovh potokov, Ghidrometeoizdat Leningrad, 1962.
13. Grinko R. I. — Teoria i opit kapitalnih vipravitelnih rabot na Dnepre. Kiev, 1962.
14. Grisanin K. V. — Dinamika ruslovih potokov, Ghidrometeoizdat Leningrad, 1969.
15. Hâncu S. — Sur l'instabilité de tracé rectiligne du lit des rivières. VIII-e Journées de l'hydraulique, Lille, 1964.
16. Hâncu S. — Modelarea hidraulică în curenți de aer sub presiune. Ed. Acad. R.S.R., București, 1967.
17. Hâncu S., Predescu L., Novotny P., Model de calcul privind dimensionarea lucrărilor de regularizare a albiilor în zona amenajărilor hidroameliorative. Analele I.C.I.F. Seria hidrotehnică, vol. I. 1967.
18. Hâncu S., Predescu L., Marinescu V. — Sur le mouvement des fluides autour d'une plaque plane, C.R. Acad. Sc. Paris, 269, 1969.
19. Hâncu S., Stănescu P., Platagea Gh. — Hidrologia agricolă. Ed. Ceres București 1971.
20. Hâncu S. — Folosirea funcțiilor de distribuție multidimensionale la rezolvarea unor probleme de hidrologie și hidraulică a riurilor, Hidrotehnica 1, 1972, București.



21. Hâncu S. Duma D., Dan P. — Simularea numerică a viiturilor pe Dunăre în regim actual, Hidrotehnica, 6, 1975, București.
22. Hâncu S. Predescu L., Marinescu V., Cu privire la mișcarea fluidelor în jurul unor rețele de plăci plane. Studii și cercetări de mecanică aplicată, 3, 1970.
23. Hâncu S. — Folosirea principiilor variaționale în studiul proceselor de albie. Sesiunea științifică a Institutului de construcții București, 1971.
24. Hâncu S. — Calculul hidraulic al podurilor. Studii de hidraulică I.S.C.H. 1964.
25. Henderson F. M. — Stability of alluvial channels. Journal of the Hydraulics Division, P.A.S.C.E., vol. 87, Hy 6, 1961, Part. I.
26. Ibad — Zade Iu. A. — Ghidravlika spriamlenii izlucin rek. Baku, 1961.
27. Ionescu Sisești Dan, Belecciu St. — Regularizarea riurilor Ed. Didactică și Pedagogică 1965.
28. Karausev A. V. — Ghidravlika rek i vodohranilișiei Ghidrometeoizdat Leningrad, 1955.
29. Knoroz V. S. — O deformațiah dna i o vlianii ih na ghidravliceski-regim potokov. Trudi III. Vsesoinznogo ghidrologiceskogo siezda, Leningrad, 1960.
30. Koriukin S. N. — Regulirovanie rusel rek v meliorativnin țeliah, Moscova, 1972.
31. Langbein W. B. — Geometry of river channel, Proc. ASCE, vol. 90, Hy, 2, march 1964, part. 1.
32. Levi I. I. — Injernaia ghidrologhia, Izd. Vișaiia Șkola Moscova, 1968.
33. Levi I. I. — Dvijenie recinîh potokov v nijnih biefah ghidrotehniceskih soorujenii Gosenergoizdat Moscova, 1955.
34. Lopatin G. V. — Nanosi rek SSSR, Ghidrometeoizdat Moscova, 1952.
35. Mamak W. — River regulation Warszawa, 1964.
36. Manoliu I. A. — Regularizări de riuri și căi navigabile interioare. Ed. Tehnică, București, 1973.
37. Manoliu I. A., Pop R. A., Wisner P., Belecciu St. — Regularizări de riuri. Manualul inginerului hidrotehnician. Secțiunea XV. Ed. tehnică, București, 1970.
38. Mateescu Cristea. — Hidraulica. Ed. Didactică și Pedagogică București, 1963.
39. Meyer Peter, Müller R. — Formulas for Bed-Load Transport, Congresul II AIRH, Stockholm, 1948.
40. Nagy I. V. Karadi V., Kalmar Gy. — A study into the incipient stage of bed-load movement. Al. VI-lea Congres de hidraulică și construcții hidrotehnice. Padova, 1959.
41. Predescu L., Ionescu Sisești Dan. — Studii hidraulice privind priza de apă pentru irigații pe riul Argeș la Clătești. Analele ICIFP, Seria Hidrotehnică vol. I, 1967.
42. Quesnel Bernard. — Traité d'hydraulique fluviale appliquée. Ed. Eyrolles, Paris.
43. Rozovskii I. L. — Viznacenîa poperecinîh șvidkosteî na povoroti rusla. „Visiti Institutu ghidrologhii i ghidrotehniki An URSS”, T. 6 (13) 1950.
44. Scheidegger A. E. — Theoretical Geomorphology. Göttingen. 1961.
45. Shen H. W. — River Mechanics, vol. I—II, Fort Collins, Colorado, U.S.A., 1971.



46. S h i e l d s A. — Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebewegung. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Heft, 26, Berlin, 1936.
47. S i m o n s B. D., A l b e r t s o n M. L. — Uniform water conveyance channels in alluvial material. Proc. ASCE, v. 86 n, Hy 5, may 1960.
48. V e i g a d a C u n h a L. — Evolução actual dos conceitos sobre transporte sólido em escoamentos con superfície livre. Lisboa, 1969.
49. V e l i k a n o v A. M. — Ruslovoi proţess Izd. Fiz. Mat. Literaturi Mosco-va, 1958.
50. V e n t e C h o w. — Handbook of applied hydrology. Section 17-II, Part II, River sedimentation, by Hans Albert Einstein, New York, 1964.
51. Y a l i m S e l i m. — Geometrical properties of sand waves. Proc. ASCE. vol. 90, n Hy 5, 1964, Part. 1.
52. Z a m b a h i d z e G. I. — Dvijenie realnoi jidkosti i tverdih tel na krivo-lineinih uciastkah rek. Tbilisi, 1967.
53. Z n a m e n s k a i a N. S. — Eksperimentalnoe issledovanie griadovogo dvijenja nanasov. Trudi G.G.I. Vip. 108, 1963.
54. Z a h a r e s c u E. L a t e ş M. — Apărarea malurilor şi protejarea talu-zelor. Ed. „Ceres“. Bucureşti, 1972.
55. C. S. A. — I. P. A. C. H. — Proiect directiv. Elemente de construcţie utilizate la regularizarea albiei riurilor, Bucureşti 1965.

# Cuprins

<i>Prefață</i> .....	3
<i>Introducere</i> .....	5
1. Elemente de hidrologie și hidraulică necesare proiectării, execuției și exploatării lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor .....	9
2. Mișcarea aluviunilor în albiile râurilor .....	53
3. Elemente privind dinamica albiilor râurilor („Teoria regimului“) ....	71
4. Principii, scheme și tipuri de lucrări de regularizare și îndiguire a al- biilor râurilor .....	89
5. Materiale și elemente de construcție folosite la lucrările de regularizare a albiilor râurilor .....	130
6. Studii necesare proiectării și execuției lucrărilor de regularizare și în- diguire a albiilor râurilor .....	135
7. Indicații privind executarea și întreținerea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor .....	138
<i>Bibliografie</i> .....	141

*Bun de tipar 30. VIII. 1976. Apărut 1976. Tiraj  
2 170 ex. Coli editoriale 7,40. Coli de tipar 9.  
C. Z. pentru bibliotecile mari 627.1. C. Z. pentru  
bibliotecile mici 627*

Intreprinderea poligrafică Sibiu  
Șos. Alba Iulia nr. 40  
Sibiu — Republica Socialistă România  
Comanda nr. 132





306

La realizarea lucrărilor de regularizare a albiilor râurilor din țara noastră, în volumul și în ritmul stabilite de Conducerea superioară de partid sînt chemați să participe toți cetățenii țării. Este o acțiune patriotică pentru reușita căreia răspundem în primul rînd noi, cei care stabilim soluțiile și întocmim proiectele tehnice.

Apele râurilor ascultă de oameni, dacă oamenii le cunosc și știu cum să le îmblînzească, să le schimbe cursul format de milenii, să le folosească, dar se răzbună pe oameni, dacă aceștia acționează în neștiință, nesocotind legile după care ele se adună și curg.

Prof. dr. doc. ing.

Stănu